



电力工程设计手册

• 火力发电厂结构设计 •

中国电力工程顾问集团有限公司　编著

中国电力出版社

电力工程设计手册





电力工程设计手册



火力发电厂结构设计

中国电力工程顾问集团有限公司 编著

Power Engineering Design Manual

中国电力出版社

内容提要

本书是《电力工程设计手册》系列手册中的一个分册，适用于采用直接燃烧方式、燃用固体化石燃料（燃煤）的火力发电厂工程结构设计。为便于使用，书中包含了部分燃气电厂结构设计的内容，燃油电厂结构设计时也可参考使用。为使设计人员了解火力发电厂工程的工艺系统特点，以及对应结构设计的特殊性，本书对火力发电厂工程中的相关工艺系统作了简单介绍。

本书编撰注重参考性与实用性，根据国家和行业的现行设计规范、规程和标准进行编写，涵盖了火力发电厂结构设计的主要原则、设计要点、设计计算以及构造要求等内容。同时，书中汇总了已建或在建火力发电厂工程的结构设计经验和成熟做法，提供了众多火力发电厂结构设计中具有代表性的工程算例。

本书是火力发电厂结构专业设计人员的必备工具书，明确了火力发电厂土建结构专业各个设计阶段的设计工作深度要求。同时，本书可供火力发电行业项目管理、工程施工与设计监理人员使用，亦可供高等院校相关专业师生参考。

图书在版编目（CIP）数据

电力工程设计手册．火力发电厂结构设计 / 中国电力工程顾问集团有限公司编著．—北京：中国电力出版社，2017.6
ISBN 978-7-5198-0571-5

Ⅰ.①电… Ⅱ.①中… Ⅲ.①火电厂－消防设备－建筑设计－手册
Ⅳ.①TM7-62②TM621.9-62

中国版本图书馆 CIP 数据核字（2017）第 063360 号

出版发行：中国电力出版社
地　　址：北京市东城区北京站西街 19 号（邮政编码 100005）
网　　址：http://www.cepp.sgcc.com.cn
印　　刷：北京盛通印刷股份有限公司
版　　次：2017 年 6 月第一版
印　　次：2017 年 6 月北京第一次印刷
开　　本：787 毫米×1092 毫米　16 开本
印　　张：40
字　　数：1417 千字
印　　数：0001—1500 册
定　　价：210.00 元

《电力工程设计手册》
编辑委员会

《电力工程设计手册》
秘 书 组

《火力发电厂结构设计》
编 写 组

主　　编　周丽琼

副 主 编　范振中

参编人员　（按姓氏笔画排序）

丁伟亮　干梦军　马骏骧　王　浩　王勇强　朱剑波
刘天英　刘世宇　刘春刚　杜晓巍　李红星　杨　君
杨　眉　陈其春　陈路遥　汪丽君　张江霖　张凌伟
林　娜　易自砚　罗　一　金　柯　周代表　周光炳
周建军　赵　晴　赵中南　胡仕林　侯宇飞　姜　东
秦学东　唐六九　唐学峰　黄　楠　谢艳丽　熊　亮

《火力发电厂结构设计》
编辑出版人员

编审人员　韩世韬　彭莉莉　关　童　李慧芳　杨伟国　丰兴庆

出版人员　王建华　李东梅　邹树群　黄　蓓　闫秀英　陈丽梅
安同贺　马素芳　王红柳　赵姗姗

序言

改革开放以来，我国电力建设开启了新篇章，经过30多年的快速发展，电网规模、发电装机容量和发电量均居世界首位，电力工业技术水平跻身世界先进行列，新技术、新方法、新工艺和新材料的应用取得明显进步，信息化水平得到显著提升。广大电力工程技术人员在30多年的工程实践中，解决了许多关键性的技术难题，积累了大量成功的经验，电力工程设计能力有了质的飞跃。

党的十八大以来，中央提出了“创新、协调、绿色、开放、共享”的发展理念。习近平总书记提出了关于保障国家能源安全，推动能源生产和消费革命的重要论述。电力勘察设计领域的广大工程技术人员必须增强创新意识，大力推进科技创新，推动能源供给革命。

电力工程设计是电力工程建设的龙头，为响应国家号召，传播节能、环保和可持续发展的电力工程设计理念，推广电力工程领域技术创新成果，推动电力行业结构优化和转型升级，中国电力工程顾问集团有限公司编撰了《电力工程设计手册》系列手册。这是一项光荣的事业，也是一项重大的文化工程，对于培养优秀电力勘察设计人才，规范指导电力工程设计，进一步提高电力工程建设水平，助力电力工业又好又快发展，具有重要意义。

中国电力工程顾问集团有限公司作为中国电力工程服务行业的“排头兵”和“国家队”，在电力勘察设计技术上处于国际先进和国内领先地位。在百万千瓦级超超临界燃煤机组、核电常规岛、洁净煤发电、空冷机组、特高压交直流输变电、新能源发电等领域的勘察设计方面具有技术领先优势。中国电力工程顾问集团有限公司

还在中国电力勘察设计行业的科研、标准化工作中发挥着主导作用，承担着电力新技术的研究、推广和国外先进技术的引进、消化和创新等工作。

这套设计手册获得了国家出版基金资助，是一套全面反映我国电力工程设计领域自有知识产权和重大创新成果的出版物，代表了我国电力勘察设计行业的水平和发展方向，希望这套设计手册能为我国电力工业的发展作出贡献，成为电力行业从业人员的良师益友。

汪建平

2017年3月18日

总前言

电力工业是国民经济和社会发展的基础产业和公用事业。电力工程勘察设计是带动电力工业发展的龙头，是电力工程项目建设不可或缺的重要环节，是科学技术转化为生产力的纽带。新中国成立以来，尤其是改革开放以来，我国电力工业发展迅速，电网规模、发电装机容量和发电量已跃居世界首位，电力工程勘察设计能力和水平跻身世界先进行列。

随着科学技术的发展，电力工程勘察设计的理念、技术和手段有了全面的变化和进步，信息化和现代化水平显著提升，极大地提高了工程设计中处理复杂问题的效率和能力，特别是在特高压交直流输变电工程设计、超超临界机组设计、洁净煤发电设计等领域取得了一系列创新成果。"创新、协调、绿色、开放、共享"的发展理念和实现全面建设小康社会奋斗目标，对电力工程勘察设计工作提出了新要求。作为电力建设的龙头，电力工程勘察设计应积极践行创新和可持续发展思路，更加关注生态和环境保护问题，更加注重电力工程全寿命周期的综合效益。

作为电力工程服务行业的"排头兵"和"国家队"，中国电力工程顾问集团有限公司是我国特高压输变电工程勘察设计的主要承担者，包括世界第一个商业运行的 1000kV 特高压交流输变电工程、世界第一个 ±800kV 特高压直流输电工程等；是我国百万千瓦级超超临界燃煤机组工程建设的主力军，完成了我国 70%以上的百万千瓦级超超临界燃煤机组的勘察设计工作，创造了多项"国内第一"，包括第一台百万千瓦级超超临界燃煤机组、第一台百万千瓦级超超临界空冷燃煤机组、第一台百万千瓦级超超临界二次再热燃煤机组等。

在电力工业发展过程中，电力工程勘察设计工作者攻克了许多关键技术难题，积累了大量的先进设计理念和成熟设计经验。编撰《电力工程设计手册》系列手册可以将这些成果以文字的形式传承下来，进行全面总结、充实和完善，引导电力工程勘察设计工作规范、健康发展，推动电力工程勘察设计行业技术水平提升，助力勘察设计从业人员提高业务水平和设计能力，以适应新时期我国电力工业发展的需要。

2014 年 12 月，中国电力工程顾问集团有限公司正式启动了《电力工程设计手册》系列手册的编撰工作。《电力工程设计手册》的编撰是一项光荣的事业，也是一项艰巨和富有挑战性的任务。为此，中国电力工程顾问集团有限公司和中国电力出版社抽调专人成立了编辑委员会和秘书组，投入专项资金，为系列手册编撰工作的顺利开展提供强有力的保障。在手册编辑委员会的统一组织和领导下，700 多位电力勘察设计行业的专家学者和技术骨干，以高度的责任心和历史使命感，坚持充分讨论、深入研究、博采众长、集思广益、达成共识的原则，以内容完整实用、资料翔实准确、体例规范合理、表达简明扼要、使用方便快捷、经得起实践检验为目标，参阅大量的国内外资料，归纳和总结了勘察设计经验，经过几年的反复斟酌和锤炼，终于编撰完成《电力工程设计手册》。

《电力工程设计手册》依托大型电力工程设计实践，以国家和行业设计标准、规程规范为准绳，反映了我国在特高压交直流输变电、百万千瓦级超超临界燃煤机组、洁净煤发电、空冷机组等领域的最新设计技术和科研成果。手册分为火力发电工程、输变电工程和通用三类，共 31 个分册，3000 多万字。其中，火力发电工程类包括 19 个分册，内容分别涉及火力发电厂总图运输、热机通用部分、锅炉及辅助系统、汽轮机及辅助系统、燃气-蒸汽联合循环机组及附属系统、循环流化床锅炉附属系统、电气一次、电气二次、仪表与控制、结构、建筑、运煤、除灰、水工、化学、供暖通风与空气调节、消防、节能、烟气治理等领域；输变电工程类包括 4 个分册，内容分别涉及变电站、架空输电线路、换流站、电缆输电线路等领域；通用类包括 8 个分册，内容分别涉及电力系统规划、岩土工程勘察、工程测绘、工程水文气象、集中供热、技术经济、环境保护与水土保持和职业安全与职业卫生等领域。目前新能源发电蓬勃发展，中国电力工程顾问集团有限公司将适时总结相关勘察设计经验，

编撰新能源等系列设计手册。

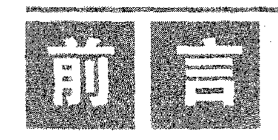
《电力工程设计手册》全面总结了现代电力工程设计的理论和实践成果，系统介绍了近年来电力工程设计的新理念、新技术、新材料、新方法，充分反映了当前国内外电力工程设计领域的重要科研成果，汇集了相关的基础理论、专业知识、常用算法和设计方法。全套书注重科学性、体现时代性、增强针对性、突出实用性，可供从事电力工程投资、建设、设计、制造、施工、监理、调试、运行、科研等工作者使用，也可供相关教学及管理工作者参考。

《电力工程设计手册》的编撰和出版，是电力工程设计工作者集体智慧的结晶，展现了当今我国电力勘察设计行业的先进设计理念和深厚技术底蕴。《电力工程设计手册》是我国第一部全面反映电力工程勘察设计的系列手册，难免存在疏漏与不足之处，诚恳希望广大读者和专家批评指正，如有问题请向编写人员反馈，以期再版时修订完善。

在此，向所有关心、支持、参与编撰的领导、专家、学者、编辑出版人员表示衷心的感谢！

《电力工程设计手册》编辑委员会

2017年3月10日



前言

《火力发电厂结构设计》是《电力工程设计手册》系列手册之一。

本书适用于采用直接燃烧方式、燃用固体化石燃料（燃煤）的火力发电厂工程的结构设计，为便于使用，本书中包含了部分燃气电厂结构设计的内容，燃油电厂结构设计时也可参考使用。

本书编撰坚持参考性与实用性为主的原则，根据国家和行业的现行设计规范、规程中规定的内容和要求进行编写，主要内容包括结构设计主要原则、设计要点、设计计算及构造要求等。同时，提供了具有代表性的工程算例供广大工程设计人员在工程实践中参考。

本书共分十七章，包括火力发电厂主要工艺系统及建（构）筑物、工程建设设计阶段的主要工作、设计基本规定、地基基础、主厂房钢筋混凝土框排架结构、主厂房钢框排架结构、主厂房侧煤仓间结构、汽机房屋面结构、煤斗及吊车梁、汽轮发电机基础、燃气轮机基础、辅助机器基础、烟囱及烟道支架、运煤及除灰渣系统建（构）筑物、电气构筑物、管道支架、空冷凝汽器支撑结构。整理收录火力发电厂土建结构设计常用规范清单作为附录。

本书是国内第一本火力发电厂土建结构设计手册，填补了行业内缺少土建结构设计手册的空白。本书充分吸收国内大型火力发电厂土建结构设计的先进理念，全面总结国内大型火力发电厂土建结构设计的成熟经验，广泛收集国内近年来的高参数大容量火力发电厂工程实例，是电力工程土建结构设计技术人员必不可少的工具书。本书的出版发行将对全面、系统地提升土建结构设计质量和设计水平具有积极的指导作用，对深入开展绿色、节能、环保型火力发电厂的工程建设具有很好的促进作用。

本书还介绍了火力发电厂土建结构专业前期工作、初步设计、施工图设计等各阶段设计工作的深度要求，不仅可供设计人员使用，也可供火力发电行业项目管理、

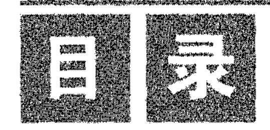
工程施工与监理人员使用，亦可供高等院校相关专业的师生参考。

本书主编单位为中国电力工程顾问集团中南电力设计院有限公司，参加编写的单位有中国电力工程顾问集团东北电力设计院有限公司、中国电力工程顾问集团华东电力设计院有限公司、中国电力工程顾问集团西北电力设计院有限公司、中国电力工程顾问集团西南电力设计院有限公司、中国电力工程顾问集团华北电力设计院有限公司。

本书由周丽琼担任主编，并编写第二章、附录A及参考文献；范振中担任副主编，并编写前言、第一章；陈其春编写第三章；干梦军编写第四章；林娜、杜晓巍、赵晴、易自砚编写第五章；熊亮、汪丽君、侯宇飞、张江霖、刘春刚编写第六章；王勇强、张凌伟编写第七章；胡仕林、刘世宇编写第八章；赵中南编写第九章；周建军、王浩、周代表编写第十章；陈路遥编写第十一章；杨眉编写第十二章；唐学峰、罗一、黄楠、张凌伟编写第十三章；汪丽君、丁伟亮、刘世宇、金柯、谢艳丽、姜东、刘天英、朱剑波、周光炳、马骏骧编写第十四章；杨君编写第十五章；秦学东编写第十六章；李红星、唐六九编写第十七章。

《火力发电厂结构设计》编写组

2017年2月



目录

第一章

火力发电厂主要工艺系统及建（构）筑物

第一节　火力发电主要工艺流程及总平面布置

火力发电厂（简称火电厂）是利用煤、石油、天然气等作为燃料生产电能的工厂，它的基本生产过程是：燃料在锅炉中燃烧，将水加热成为具有一定压力和温度的蒸汽，将燃料的化学能转变成蒸汽的热能；蒸汽在汽轮机中膨胀做功，将蒸汽的热能转换成机械能，通过发电机最终将机械能转换成电能。图 1-1 所示为火力发电厂生产原理图。

火电厂按使用的燃料分类，可分为燃煤火电厂（简称燃煤电厂）、燃油火电厂、燃气火电厂。燃烧垃圾、生物质及工业废料的发电厂也称为火电厂。本手册主要供土建结构设计人员进行燃煤电厂结构设计使用，燃用其他燃料的火电厂设计也可参考。

一、火力发电生产工艺流程

1. 燃煤电厂

目前采用燃煤发电是火力发电的最主要型式，燃煤电厂工艺流程见图 1-2。

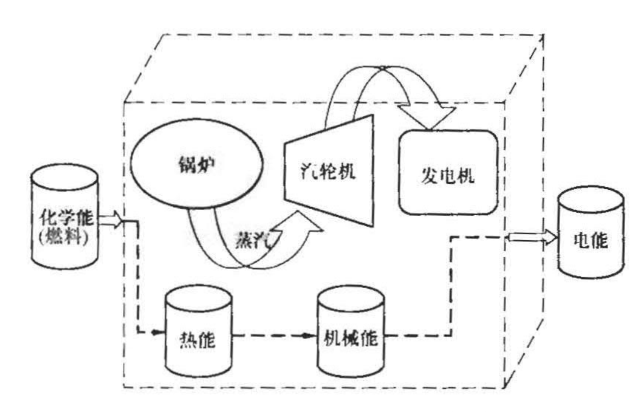


图 1-1　火力发电厂生产原理图

锅炉、汽轮机、发电机是燃煤电厂的主要设备，亦称三大主机。为三大主机的正常运行提供辅助工作的设备称为辅助设备或辅机。主机与辅机及其相连的管道、线路等称为工艺系统。

燃煤电厂主要三大工艺系统为燃烧系统、热力系统和电气系统。除了上述的主要三大系统外，还有其他一些辅助生产系统，主要包括物料输送系统、电厂

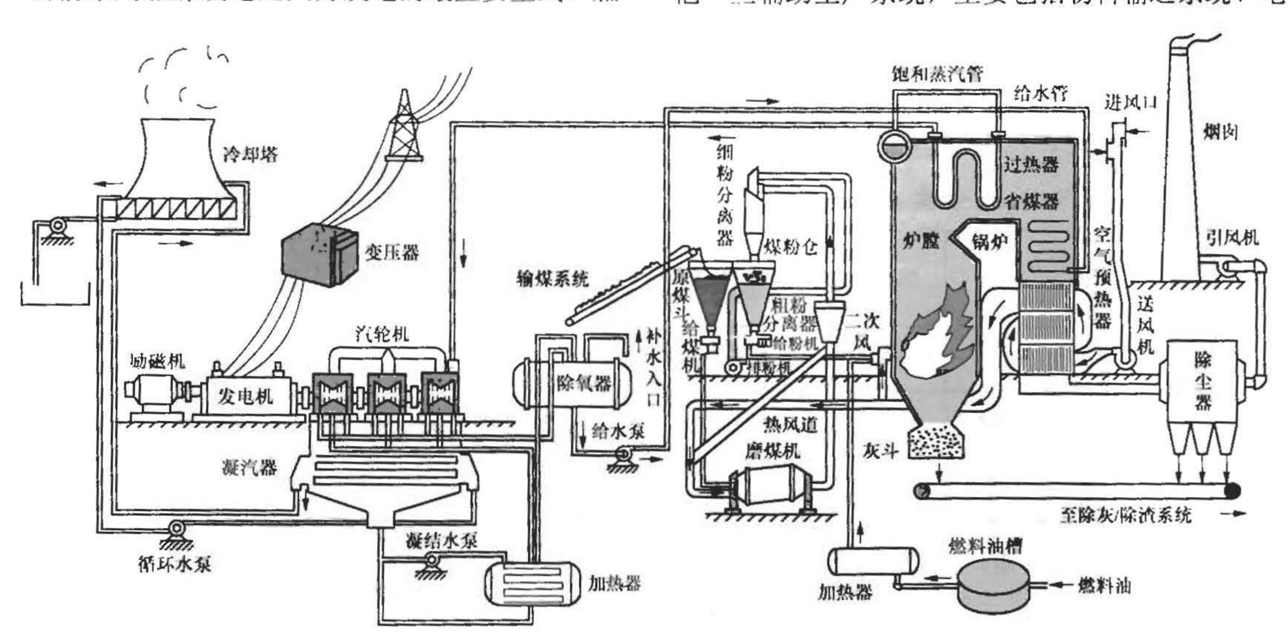


图 1-2　燃煤电厂工艺流程图

化学系统、循环水系统、热工自动化系统等。这些辅助生产系统与三大工艺系统协调工作，相互配合完成火电厂的整个电能生产任务。

2. 燃气-蒸汽联合循环电厂

燃气-蒸汽联合循环电厂是燃气发电厂的主要型式。典型的燃气-蒸汽联合循环电厂的生产工艺流程为：空气经过压气机压缩，和燃气一起送入燃气轮机的燃烧室进行燃烧，燃烧后的热烟气推动燃气轮机旋转，带动燃气轮机发电机发电，排出的热烟气进入余热锅炉，通过余热锅炉的烟气—水热交换，形成高温高压的蒸汽，进入蒸汽轮机带动蒸汽轮机发电机发电。燃气-蒸汽联合循环电厂工艺流程见图 1-3。

当不采用余热锅炉和蒸汽轮机时，称为单循环的燃气电厂。在单循环的燃气电厂中，燃气轮机直接带动发电机发电，燃烧后的热空气直接排放到大气中。单循环的燃气电厂的机组热效率要远低于燃气-蒸汽联合循环电厂。

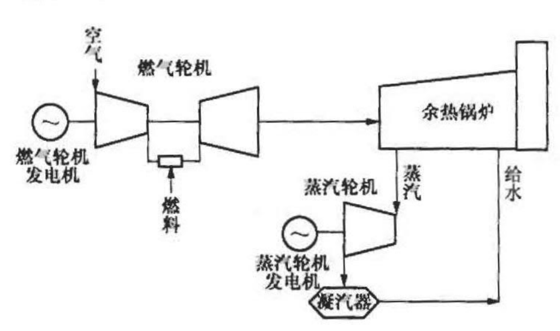


图 1-3 燃气-蒸汽联合循环电厂发电工艺流程图

燃气轮机、蒸汽轮机、发电机和余热锅炉是燃气-蒸汽联合循环电厂的主要设备。

按照燃机单循环出力和燃烧温度，目前常用的燃气轮机可以分为表 1-1 中列出的 E、F、G 级或 H 级。

表 1-1 燃 气 轮 机 分 类 表

序号	燃机单循环出力	联合循环出力	燃烧温度	对应级别
1	150MW 等级		低于 1205℃	E 级及以下
2	250MW 等级	395～455MW	约 1315℃	F 级及以下
3	300MW 等级	480～530MW	1425℃	G 级或 H 级

燃气-蒸汽联合循环电厂按照燃气轮机发电机和蒸汽轮机发电机是否在同一个轴系上，可分为多轴布置燃气-蒸汽联合循环电厂和单轴布置燃气-蒸汽联合循环电厂。

多轴布置燃气-蒸汽联合循环电厂的燃气轮机发电机和蒸汽轮机发电机采用分开布置，其设备与生产流程见图 1-4。多轴布置燃气-蒸汽联合循环火力发电厂建设时，不必等到余热锅炉与蒸汽轮机安装完毕，只要燃气轮机机组安装完毕即可发电；同样的道理，蒸汽轮机检修时燃气轮机仍可发电。当燃气-蒸汽联合循环电厂采用多轴布置方案时，可以选择采用 2 台或者 3 台燃气轮机的余热锅炉共同驱动 1 台蒸汽轮机发电，这就是我们通常所说的燃气-蒸汽联合循环电厂的“2 拖 1”或者“3 拖 1”方案。

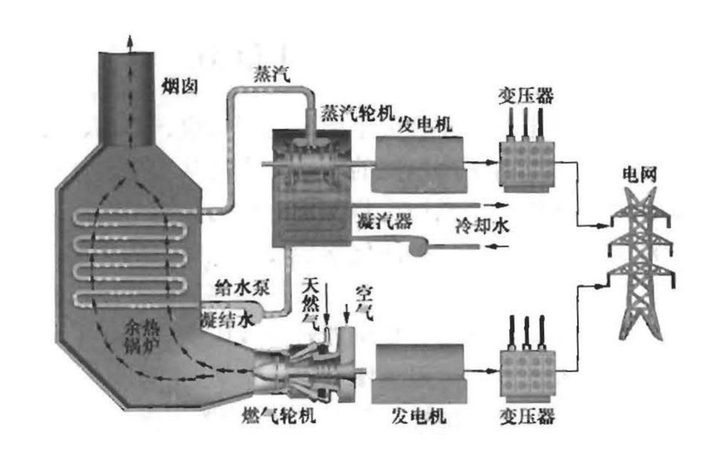


图 1-4 多轴布置燃气-蒸汽联合循环电厂设备与生产流程图

单轴布置燃气-蒸汽联合循环电厂的燃气轮机、蒸汽轮机、发电机串联在一根轴上，共用一台发电机发电。单轴布置燃气-蒸汽联合循环火电厂的主要设备可以是燃气轮机—发电机—蒸汽轮机和燃气轮机—蒸汽轮机—发电机两种不同布置方式。由于单轴布置燃气-蒸汽联合循环电厂每套系统只需要一台发电机和相关电气设备，可以节省设备费用，减少厂房面积。图 1-5 所示是单轴布置燃气-蒸汽联合循环电厂设备与生产流程图。

二、火力发电厂总平面布置及主要建（构）筑物

1. 燃煤电厂总平面布置图

以实际工程的总平面布置为例，简单示意全厂主要建（构）筑物所在相对位置，总平面布置及主要建构筑物见图 1-6，全厂建（构）筑物鸟瞰图见图 1-7。

2. 燃气-蒸汽联合循环电厂总平面布置图

燃气-蒸汽联合循环电厂总平面布置及主要建（构）筑物见图 1-8，多轴布置燃气-蒸汽联合循环电厂全厂建（构）筑物鸟瞰图见图 1-9。

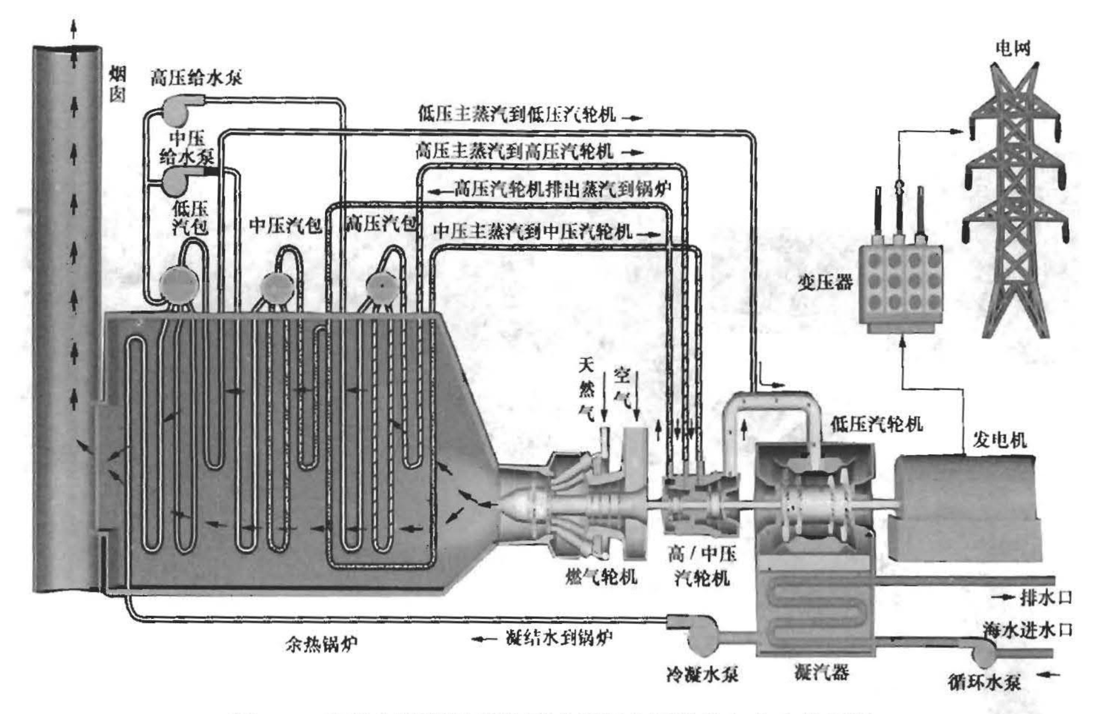


图 1-5　单轴布置燃气-蒸汽联合循环电厂设备与生产流程图

编号	建(构)筑物名称
J1	汽机房
J2	除氧间
J3	煤仓间
J4	锅炉
J5	集中控制楼
J6	送风机室(支架)
J7	除尘器
J8	引风机室(支架)
J9	烟囱
H1	锅炉补给水车间
H2	工业废水车间
M1	露天煤场及干煤棚
M4	翻车机室
S1	冷却塔
S2	循环水泵房
V1	脱硫系统建(构)筑物
D1	开关站
D2	A排外建(构)筑物

图 1-6　某燃煤电厂总平面布置及主要建（构）筑物

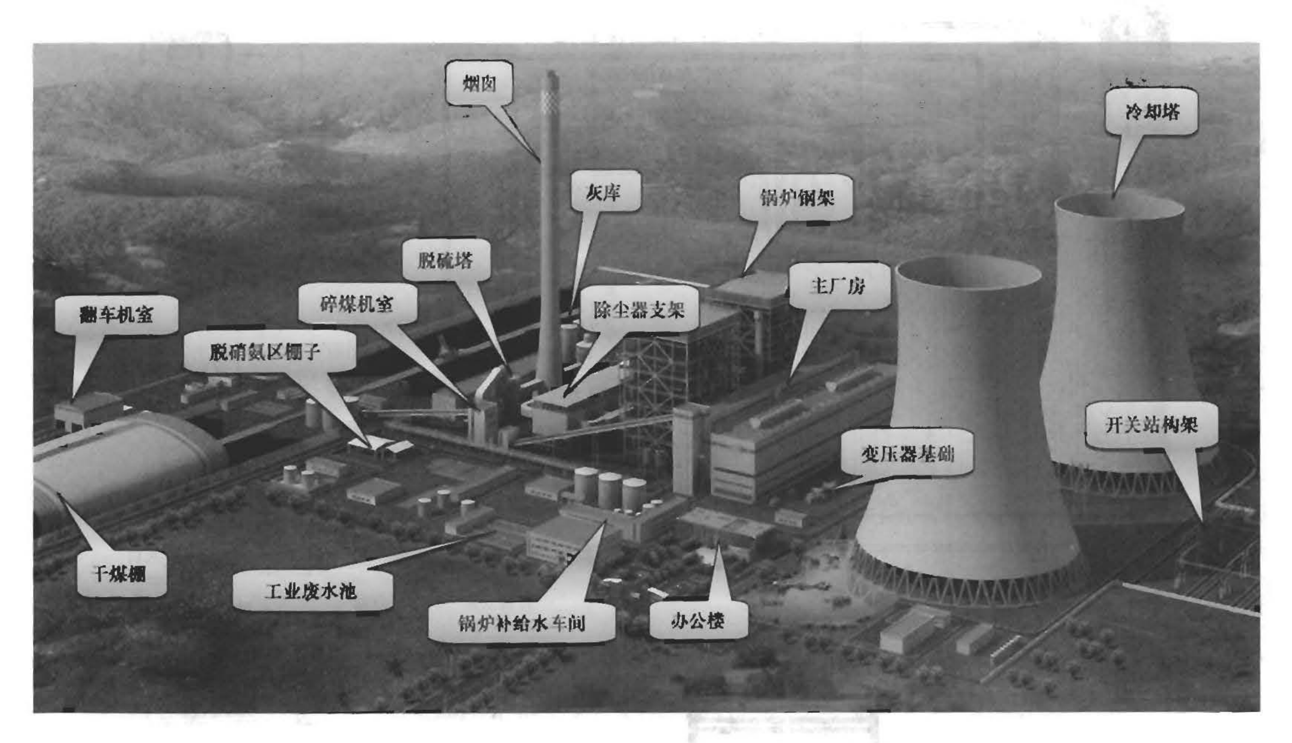


图 1-7　某燃煤电厂全厂建（构）筑物鸟瞰图

图 1-8　多轴布置燃气-蒸汽联合循环电厂总平面布置及主要建（构）筑物

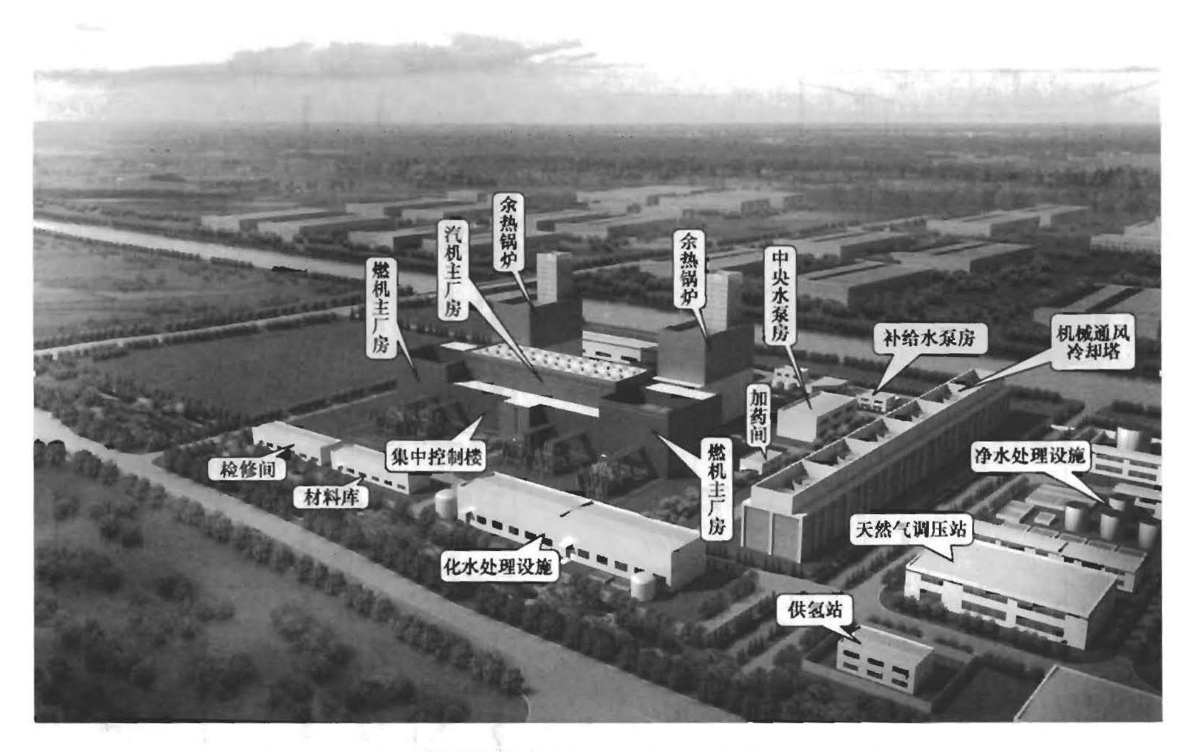


图 1-9　多轴布置燃气-蒸汽联合循环电厂全厂建（构）筑物鸟瞰图

第二节　燃烧和热力系统及其建（构）筑物

一、燃烧系统

燃烧系统主要包括锅炉、制粉系统、烟风系统。

（一）锅炉

锅炉按燃烧方式分为火床锅炉、煤粉锅炉、旋风锅炉、流化床锅炉。根据受热面布置的不同，煤粉锅炉可分为塔式炉和 π 型炉。煤粉锅炉：将燃煤制成煤粉后，用助燃空气喷射入锅炉炉膛悬浮燃烧，从而达到充分燃烧的目的。流化床锅炉：将具有一定粗细度的煤粒在炉床上保持一定的厚度，空气从炉床下面向上将煤粒吹起，使煤粒悬浮在炉床上一定的高度范围燃烧，燃烧产生的烟气携带大量的小颗粒燃料进入分离器，这部分可燃颗粒在分离器中被分离出来，然后被送回燃烧室，产生"循环"燃烧的效果。燃煤电厂通常采用的塔式煤粉锅炉、π 型煤粉锅炉和循环流化床锅炉如图 1-10、图 1-11 所示。

塔式锅炉炉架具有占地面积小、筒式框架是锅炉主要受力结构的特点。筒式框架不但承受垂直力，而且传递水平力，其两侧辅钢架、炉前辅钢架和钢平台依附在筒式框架上，同时部分框架柱支承的上部荷载相对集中，因此对基础设计要求高。某百万机组塔式锅炉炉架柱网平面布置见图 1-12。

与塔式锅炉相比，π 型锅炉炉架具有占地面积较大，受力柱网布置较多，炉架柱承担的上部荷载相对均匀的特点。某百万机组 π 型锅炉炉架柱网平面布置见图 1-13。

（二）制粉系统

制粉系统的作用是为煤粉锅炉碾制满足锅炉燃烧要求的煤粉颗粒。循环流化床锅炉没有制粉系统。

火电厂常用的制粉系统类型有：中速磨煤机正压直吹式冷一次风制粉系统、双进双出钢球磨煤机正压直吹式冷一次风制粉系统和钢球磨煤机贮仓式热风送粉系统。

中速磨煤机正压直吹式冷一次风制粉系统、双进双出钢球磨煤机正压直吹式冷一次风制粉系统的主要设备是磨煤机、给煤机和一次风机。

钢球磨煤机贮仓式热风送粉系统的主要设备是钢球磨煤机、粗粉分离器、细粉分离器给粉机、输粉机、给煤机和一次风机、排粉风机。

中速磨煤机主要型式有碗式磨煤机 HP 型、辊轮式磨煤机 ZGM、辊轮式磨煤机 MPS；双进双出钢球磨煤机（低速磨煤机）的主要型式有 BBD、MGS。

由于磨煤机类型不同，对应的基础外形亦有差异，按基础类型分为大块钢筋混凝土基础和隔振基础，具体详见本手册第十二章。

煤仓间作为制粉系统的主要建筑物，可以单独布置，也可以和锅炉房或除氧间或汽机房联合布置。

（三）烟风系统

烟风系统的主要设备包括送风机、一次风机、引风机和空气预热器及烟气处理系统等设备。

送风机向锅炉提供煤粉燃烧所需的二次风，一次风机向制粉系统提供一次风。引风机排出锅炉燃烧产生的烟气，保持锅炉燃烧过程中锅炉炉膛内压力的稳

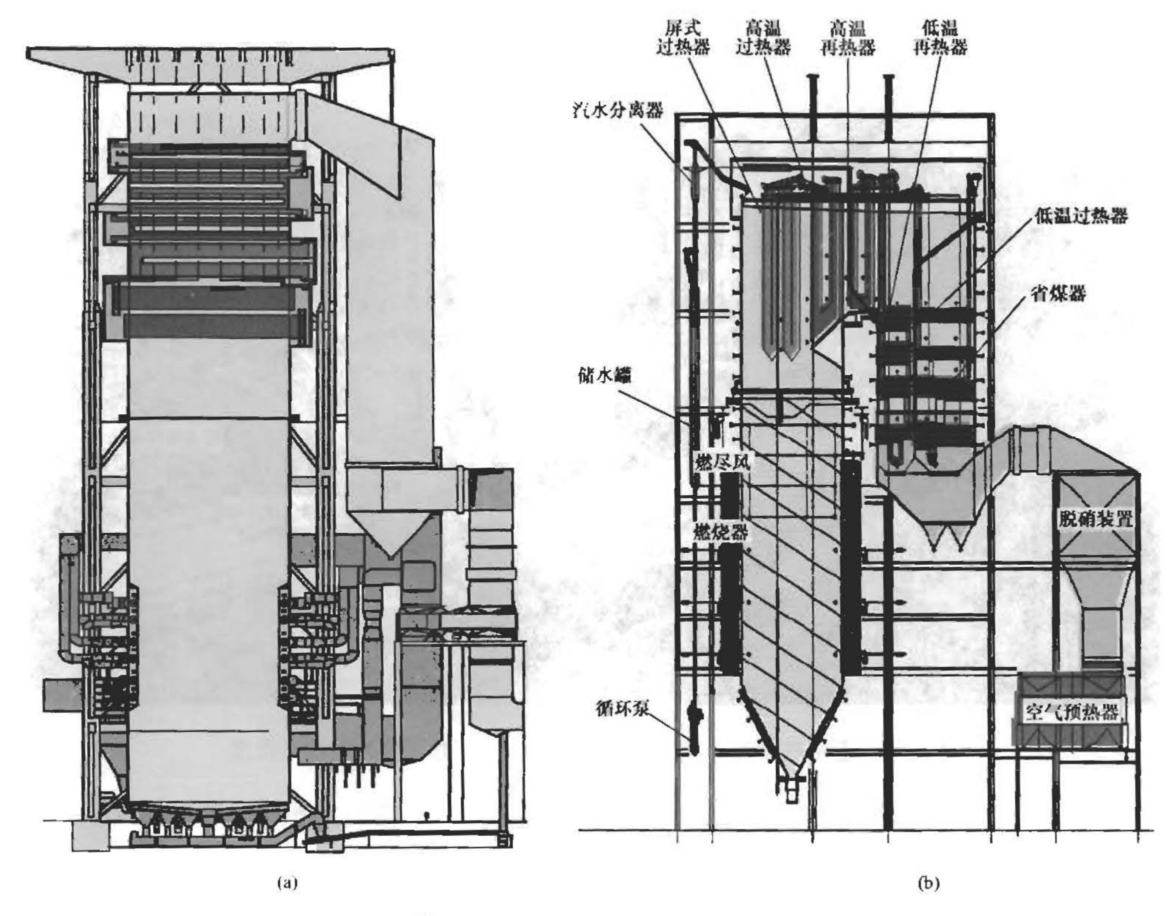


图 1-10 燃煤电厂常用锅炉型式

（a）塔式煤粉锅炉；（b）π 型煤粉锅炉

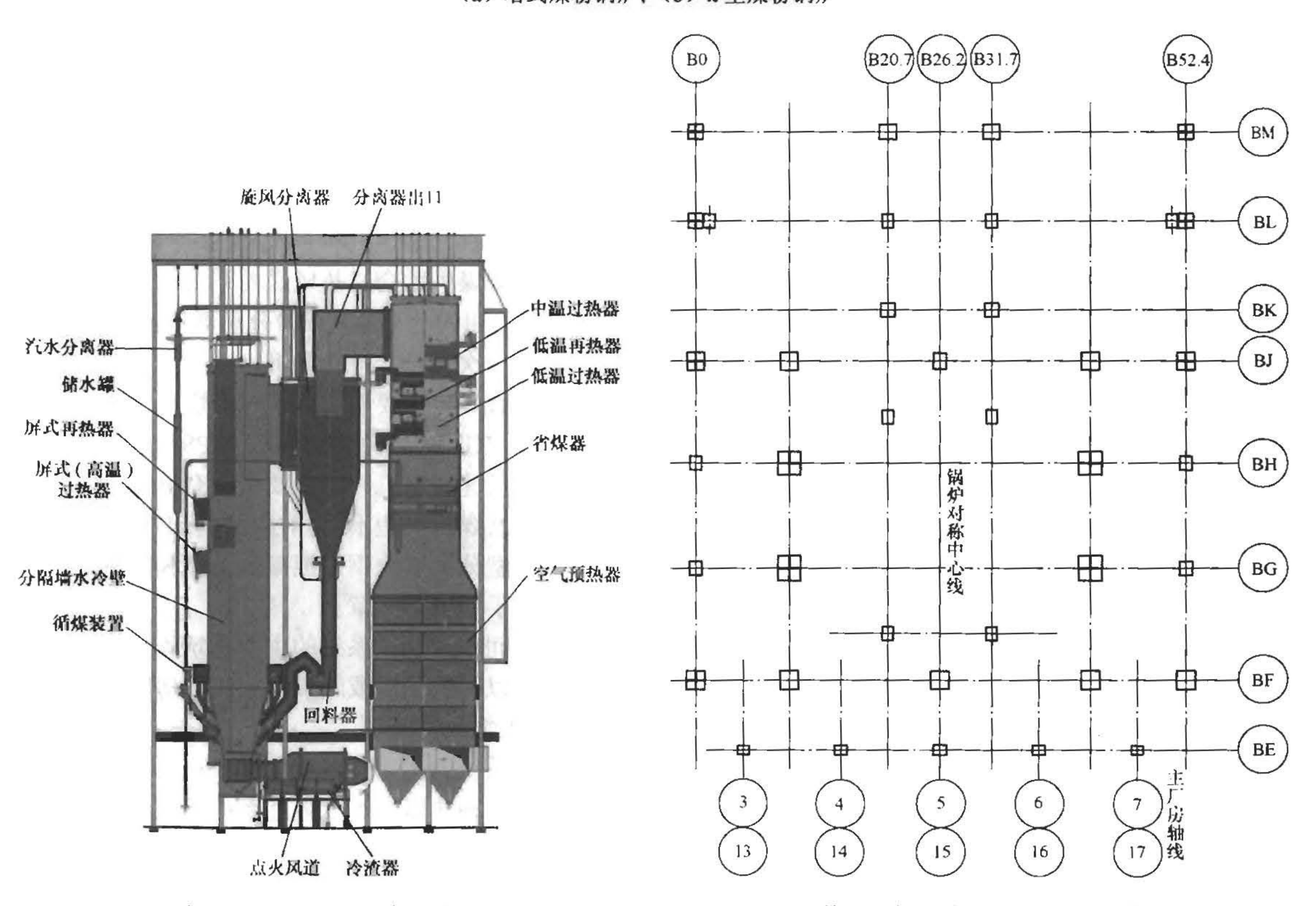


图 1-11 循环流化床锅炉

图 1-12 某百万机组塔式锅炉炉架柱网平面布置

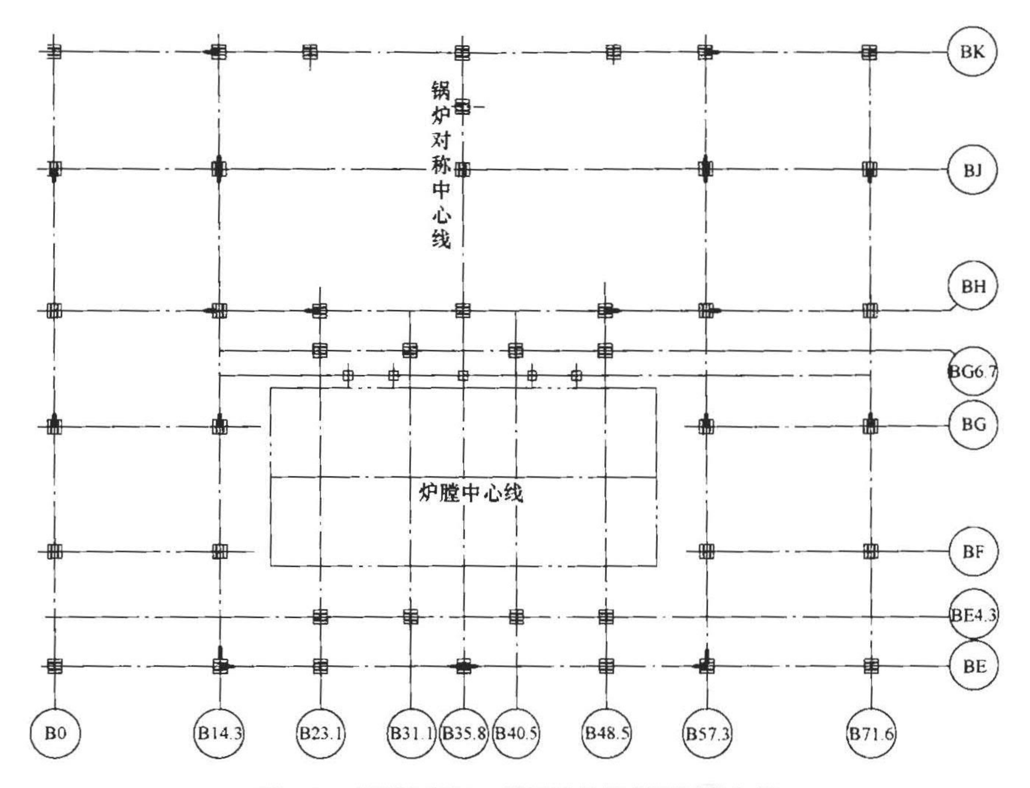


图 1-13　某百万机组 π 型锅炉炉架柱网平面布置

定。空气预热器利用烟气的热量加热制粉和燃烧所需的空气，回收烟气热力，降低排烟温度，提高锅炉效率。

烟气处理系统是去除烟气中的粉尘、二氧化硫和氮氧化物，从而使烟气排放达到国家大气污染物排放标准。烟气处理系统的主要设备有除尘器、烟气脱硝装置、烟气脱硫装置和湿式电除尘器。燃煤电厂机组常用的脱硫工艺为石灰石-石膏湿法烟气脱硫工艺（简称湿法脱硫），海边电厂可采用海水脱硫法。

烟气脱硝包括选择性催化还原法（SCR）和无催化还原法（SNCR）。选择性催化还原法（SCR）脱硝是目前燃煤火力发电厂常用的脱硝方式，脱硝反应器布置在锅炉省煤器至空气预热器处之间。

上述设备本体一般都由设备厂家负责设计和供货，设计院土建结构专业负责根据设备厂家和工艺专业提供的布置和荷载等资料进行基础设计。

烟风系统主要的建构筑物为送风机基础及支架（室）、除尘器基础、引风机基础及支架（室）、烟道支架、烟囱，以及脱硫脱硝等建（构)筑物。

湿法脱硫系统主要建（构）筑物包括石灰石库及浆液制备车间、脱硫电控及废水处理车间综合楼、氧化风机基础、脱硫石膏库、事故浆液箱等。

海水脱硫法主要建构筑物包括 GGH 框架、曝气池等。

脱硝系统建（构）筑物为脱硝反应器支架、氨区或者尿素水解区。脱硝反应器钢结构可以单独布置，由脱硝设备成套供应商成套设计或者由设计院负责设计，也可以和锅炉厂锅炉钢架联合布置（由锅炉厂家设计供货）。氨区和尿素水解区一般在厂区内单独布置，对应的建（构）筑物可由脱硝设备成套供应商成套设计，也可由设计院负责设计。

二、热力系统

热力系统是通过热力管道将火电厂热力设备（如锅炉、汽轮机、水泵、热交换装置等）按热力循环的顺序连接起来的整体。

燃煤电厂热力系统主要包括：主蒸汽、再热蒸汽及旁路系统，给水系统，凝结水系统，汽轮机抽汽系统，辅助蒸汽系统，加热器疏水放气系统，凝汽器抽真空系统，开（闭）式循环冷却水系统等。

1. 汽轮机

汽轮机是火电厂的三大主机设备之一。火电厂中的汽轮发电机组见图 1-14。



图 1-14　火电厂中的汽轮发电机组

燃煤电厂中的汽轮机按照其热力特性可分为凝汽式汽轮机、抽汽凝汽式汽轮机、背压式汽轮机、抽汽背压式汽轮机。

汽轮机设备一般布置在汽机房运转层平台上，并设置独立布置的汽轮发电机组基础。

2. 主蒸汽和再热蒸汽系统

来自锅炉过热器出口的蒸汽经过主蒸汽管道、主汽阀、调节汽阀和汽轮机的蒸汽室，进入高压缸汽缸的设备和管道，称主蒸汽系统。做过功的高压缸排汽返回锅炉再热器加热，最后进入中低压缸的设备和管道的组合，称再热蒸汽系统。

3. 旁路系统

旁路系统是指高温高压蒸汽绕过汽轮机，而经过与汽轮机并联的减压减温器，降压降温后送入再热器或凝汽器的连接系统。

4. 给水系统

给水系统将给水加热并输送至锅炉省煤器，在此过程中，给水在高压给水加热器内被汽轮机抽汽加热。给水系统还向锅炉过热蒸汽减温器、再热蒸汽事故减温器及汽轮机高压旁路减温器提供减温水。

给水系统主要设备包括给水泵及给水泵驱动装置、高压加热器。

5. 凝结水系统

凝结水系统将凝汽器热井中的凝结水加热并输送至除氧器，在此过程中，凝结水被净化、加热和除氧。另外凝结水系统还向辅助蒸汽系统、低压旁路减温器、疏水扩容器等提供减温水，为设备提供密封水以及为各种系统提供补给水和杂用水。

凝结水系统主要设备包括凝结水泵、精处理装置、低压加热器、除氧器。

6. 汽轮机抽汽系统

汽轮机抽汽系统将汽轮机各级非调整抽汽接入对应的各级加热器，加热凝结水或给水。

7. 加热器疏水和放气系统

加热器疏水系统的高压加热器正常疏水逐级自流至除氧器，低压加热器正常疏水逐级自流至凝汽器，高压加热器、除氧器与低压加热器危急疏水各自排至汽轮机本体疏水扩容器。

8. 凝汽器抽真空系统

凝汽器抽真空系统通过真空泵抽吸凝汽器内聚集的不凝结气体。凝汽器抽真空系统的主要设备包括凝汽器、真空泵。

9. 开（闭）式循环冷却水系统

开（闭）式冷却水系统为电厂各辅助设备提供冷却水，保证设备安全可靠运行。开闭式冷却水系统的主要设备包括开式水泵、闭式水泵、热交换器等。

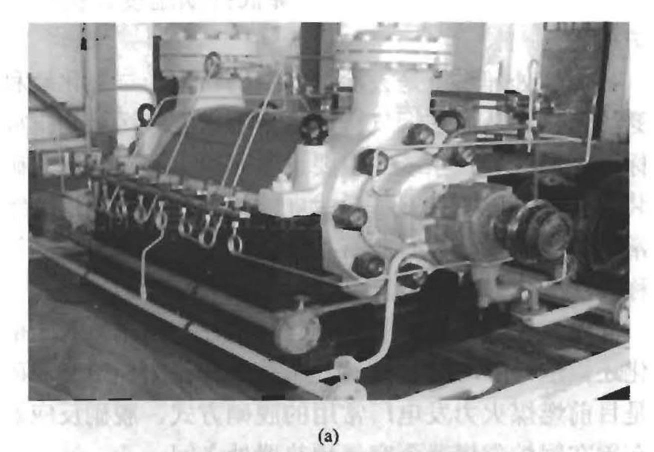
10. 辅助蒸汽系统

辅助蒸汽系统为锅炉和汽轮机及其辅助设备启动、停机和正常运行有关的加热和保护用汽的供汽系统，亦称厂用蒸汽系统。

三、主要建（构）筑物

燃烧系统的主要设备包括锅炉、给煤机、磨煤机、一次风机、送风机、引风机、除尘器等。对应的主要建（构）筑物有：煤仓间、锅炉钢架（由锅炉厂设计供货）、送引风机室或支架、除尘器支架（由厂家设计供货）、烟气脱硝钢架（有时与锅炉联合或单独布置）、烟道支架、烟囱、上述设备对应的基础，以及脱硫脱硝系统对应的建（构）筑物。

热力系统的主要设备包括汽轮机发电机组、给水泵、高压加热器、低压加热器、除氧器、凝结水泵、开式水泵、闭式水泵、真空泵、热交换器等，主要布置在汽机房和除氧间内。典型的热力系统设备给水泵和加热器见图 1-15。对应的主要建（构）筑物有：汽机房、除氧间、汽轮机发电机基础、给水泵基础及上述其他设备对应的基础等。



(a)



(b)

图 1-15 热力系统设备

（a）给水泵；（b）加热器

四、主厂房优化布置原则

火电厂主厂房布置的合理性，不仅关系到整个工程的占地、投资，而且关系到电厂投产后运行、检修和长期安全经济生产。一般来说主厂房优化布置应达到以下四个目标：

（1）采用模块化设计进行优化布置，实现使厂房内设备布置紧凑，设备布局和空间利用合理、工艺管道短捷、主厂房容积最优，同时为缩短施工周期创造条件。

（2）节约建筑材料及汽水管道和电缆用量，减少施工量，降低工程造价。

（3）在布置紧凑的情况下确保巡视、检修的通道畅通，为安全运行、检修维护创造良好条件，充分体现“以人为本”的设计理念。

（4）根据设备和系统的功能要求，条件允许时尽可能集中、联合布置，做到功能分区明确。在满足工艺要求和环境条件时，辅助设备尽可能采用露天或半露天布置。

主厂房优化布置的主要工作内容：

（一）主厂房模块化设计

目前国内 600MW 及以上大容量机组汽机房的两种主要布置模块：

模块一：常规的带除氧间布置方式；

模块二：取消除氧间的“大汽机房”模式。

目前国内 600MW 及以上大容量机组锅炉房的两种主要布置模块：

模块一：常规的内煤仓间布置方式，煤仓间布置在锅炉前面；

模块二：侧煤仓布置方式，两台炉的煤仓合并布置在两台锅炉之间。

（二）汽机房、除氧间主要尺寸确定

1. 汽机房跨度的确定

汽机房跨度的确定应考虑以下因素：

（1）汽轮发电机组设备及基础的宽度。

（2）凝汽器的外形尺寸及凝汽器进出口循环水管道的布置，含二次滤网、收球网、电动蝶阀等。双背压凝汽器还要考虑后水室连通管的布置。

（3）给水泵汽轮机的设备布置及基础尺寸。

（4）辅助冷却水系统的设备及管道布置。

（5）机头部分主油箱、冷油器等设备的布置。

（6）相应设备周围及汽机房 A 侧运行维护通道。

（7）运转层下给水泵汽轮机排汽管道、给水管道和抽汽管道的布置需要，以及大、小汽机基础之间的距离及凝结水泵组的起吊要求。

2. 汽机房柱距确定

汽机房柱距的确定应考虑以下因素：

（1）常规的内煤仓和四列式主厂房布置方案，汽机房柱距主要考虑磨煤机和凝汽器的尺寸。

（2）取消了除氧间并采用了侧煤仓后，柱距原则上不受磨煤机的尺寸限制。

（3）为减少主厂房容积，降低建筑工程投资，主厂房可采用不等跨柱距。

（4）凝汽器的安装及抽管所需宽度的要求。

（5）零米检修场地柱距需按照机组安装检修时最大件尺寸、翻缸以及发电机定子安装所需尺寸确定。

3. 汽机房长度确定

汽机房长度的确定应考虑以下因素：

（1）汽轮发电机组基础总长。

（2）发电机抽转子尺寸和汽机房桥式起重机靠末端轴线的起吊极限距离。

（3）主辅机设备、管道及电气、化学水处理专业设备布置的要求。

4. 汽机房屋架下弦标高

汽机房屋架下弦标高的确定应考虑以下因素：

（1）汽机房运转层标高。

（2）汽轮机安装最大起吊高度。

（3）汽机房行车尺寸。

5. 除氧间跨度确定

确定除氧间跨度应考虑以下因素：

（1）电动给水泵组、高压加热器、低压加热器、除氧器及给水箱等设备和管道的布置需要。

（2）除氧间各层满足巡视、维护及检修要求的纵向通道。

6. 汽机房、除氧间运转层标高确定

汽机房、除氧间运转层标高的确定应考虑以下因素：

（1）汽机运转层至低压缸排汽接口距离。

（2）凝汽器底部换热管距低压缸排汽接口距离。

（3）凝汽器安装及检修更换换热管的尺寸。

7. 汽机房、除氧间中间层标高确定

汽机房、除氧间中间层标高的确定应考虑以下因素：

（1）电动给水泵起吊空间要求。

（2）凝汽器换热管抽管尺寸。

（3）主蒸汽、高温再热蒸汽管道等主要管道的布置及支吊架要求。

（4）零米设备的布置高度要求。

8. 除氧器层标高确定

除氧器层标高确定应考虑：运转层至除氧器层的净空需满足设备和管道布置的需要。

（三）集中控制室

对纵向布置的汽轮发电机组，两台机组同期建设

时，宜两台机组合用一个集中控制楼，且布置在两炉之间。如条件合适，集中控制楼可伸入除氧煤仓间内，控制室可布置在除氧间或煤仓间的运行层或其他合适的位置。控制室附近布置电子设备间。

对横向布置的汽轮发电机组，两台机组同期建设时，集中控制室宜布置在除氧间或煤仓间的运行层或其他合适的位置。只有一台机组建设时，集中控制室宜根据主厂房布置情况做综合考虑。经论证认为合理时，多台机组可合用一个集中控制楼。

（四）煤仓间与锅炉房布置主要尺寸确定

1. 柱距与跨度

煤仓间与锅炉房的柱距和跨度，主要根据制粉系统的型式（磨煤机）确定，要考虑磨煤机的布置与检修场地、热一次风道的布置，同时还要考虑煤斗的布置空间。

2. 炉前距离

炉前距离主要考虑磨煤机的布置与检修空间，以及炉前管道（四大管道、煤粉管道、风道等）的布置空间。

3. 运转层标高

煤仓间与锅炉房的运转层标高主要根据磨煤机、送粉管道及其检修起吊装置等所需的空间确定。煤仓间标高宜与锅炉运转层标高一致。

4. 皮带层标高

煤仓间与锅炉房的皮带层标高主要根据原煤斗容积、尺寸确定。

5. 锅炉中心距

锅炉中心距与汽机房布置协调确定。

（五）典型火电厂主厂房布置主要尺寸

典型火电厂主厂房布置主要尺寸参见表1-2。

表1-2　典型火电厂主厂房布置主要尺寸　（m）

项　目	300MW级	600MW级	1000MW级
布置型式	纵向、大平台	纵向、大平台	纵向、大平台
汽机房跨度	24～30	27～34	32～34
除氧间跨度	9	9～10	9.5～12
汽机房柱度	9	9、10不等距	9、10不等距
汽机房长度	135～154.5	151.5～171.5	200～220
汽机房运转层标高	12/12.6	13.7/15	15.5/17
汽机房中间层标高	6.0/6.3	6.9/7.5	7.1/8.6

续表

项　目	300MW级	600MW级	1000MW级
高压加热器层标高	12 /12.6	13.7	25
除氧层标高	19.6	24～26	33
行车轨顶标高	24.2～25.0	25～26.5	29～30.5
煤仓间柱距	9	10/12	10/12
煤仓间跨度	11	12～13	14～16

主厂房按布置顺序主要有以下三种布置方式：

方式一：汽机房—除氧间—煤仓间—锅炉房顺序布置，或汽机房—煤仓间或除氧煤仓间-锅炉房顺序布置，又称前煤仓布置。

方式二：汽机房—除氧间—锅炉房—煤仓间，又称为外煤仓布置。

方式三：当煤仓间布置在两台锅炉之间时，称为侧煤仓布置。

五、燃煤电厂主厂房常用布置方案

结合工艺设备和管道布置的需要，主厂房布置可分为双跨框排架、单跨框排架、竖向框排架、单排架等，参见本手册第五章。下面仅提供主厂房采用前煤仓和侧煤仓布置时的两个工程实例。

1. 主厂房前煤仓布置

燃煤电厂前煤仓布置对应的主厂房平面、横剖面图见图1-16。

前煤仓常规布置方案巡回检修通道通畅，运行、检修、维护条件良好，但主厂房容积大，四大管道长度长，有集控楼，电气、电子设备集中布置，电缆用量大。

2. 主厂房侧煤仓布置

燃煤电厂侧煤仓布置时主厂房平面、横剖面图见图1-17。

侧煤仓布置主厂房主厂房容积小，四大管道长度短，无集控楼，电气、电子设备分散布置，电缆用量省，但巡回检修通道不如前煤仓方案通畅，运行、检修、维护条件相对较差。

六、燃气-蒸汽联合循环电厂常用的主厂房布置方案

燃气-蒸汽联合循环电厂主厂房平面、剖面图如图1-18所示。

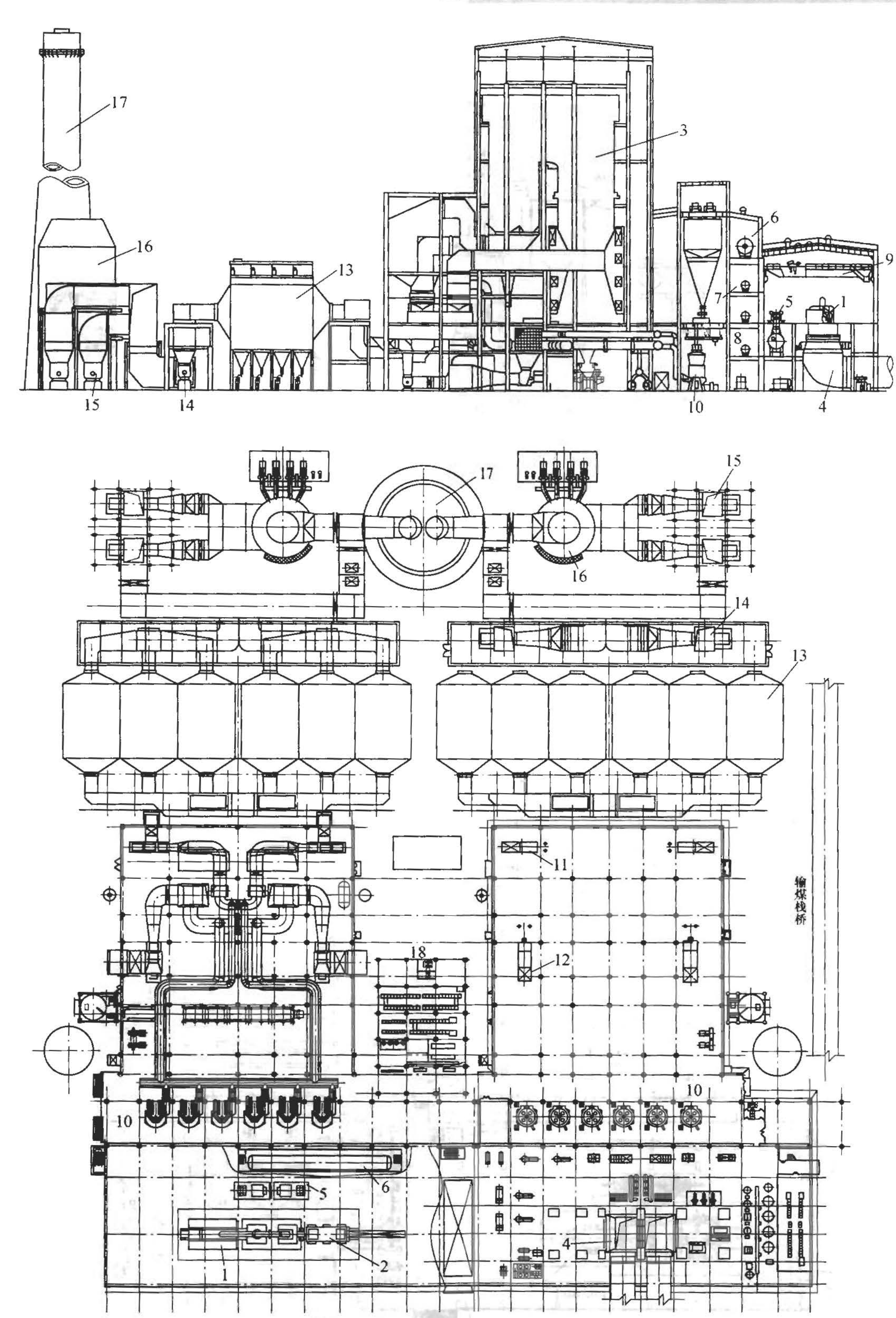


图 1-16　汽轮机纵向布置主厂房平面、横剖面示意图（设脱硫、脱硝装置）

1—汽轮机；2—发电机；3—锅炉；4—排汽装置；5—给水泵汽轮机；6—除氧器；7—高压加热器；8—低压加热器；9—行车；10—磨煤机；11—一次风机；12—送风机；13—静电除尘器；14—引风机；15—脱硫增压风机；16—脱硫吸收塔；17—烟囱；18—集中控制楼

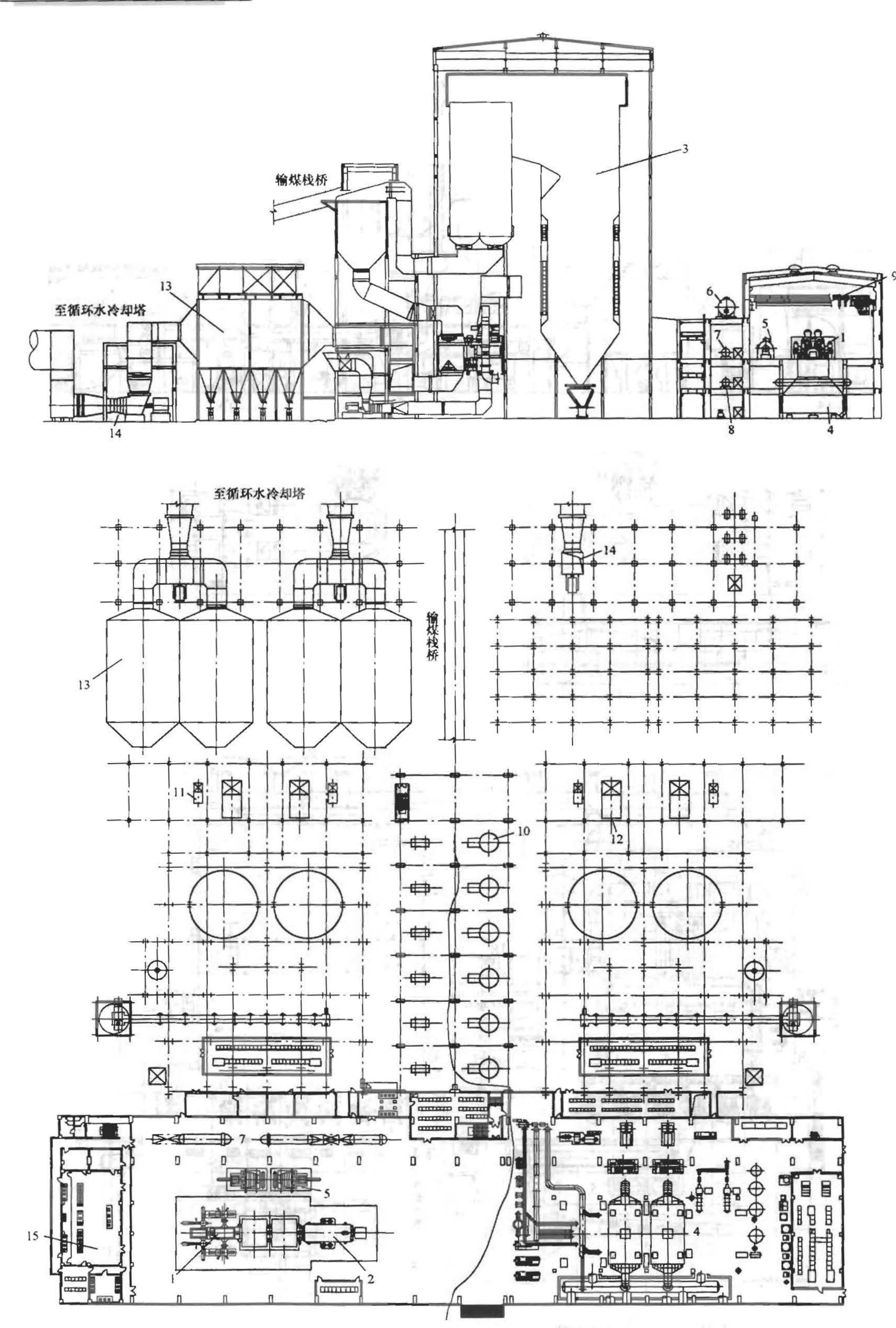


图 1-17　侧煤仓布置主厂房平面、横剖面图

1—汽轮机；2—发电机；3—锅炉；4—凝汽器；5—给水泵汽轮机；6—除氧器；7—高压加热器；8—低压加热器；9—行车；10—磨煤机；11—一次风机；12—送风机；13—静电除尘器；14—引风机；15—集中控制楼

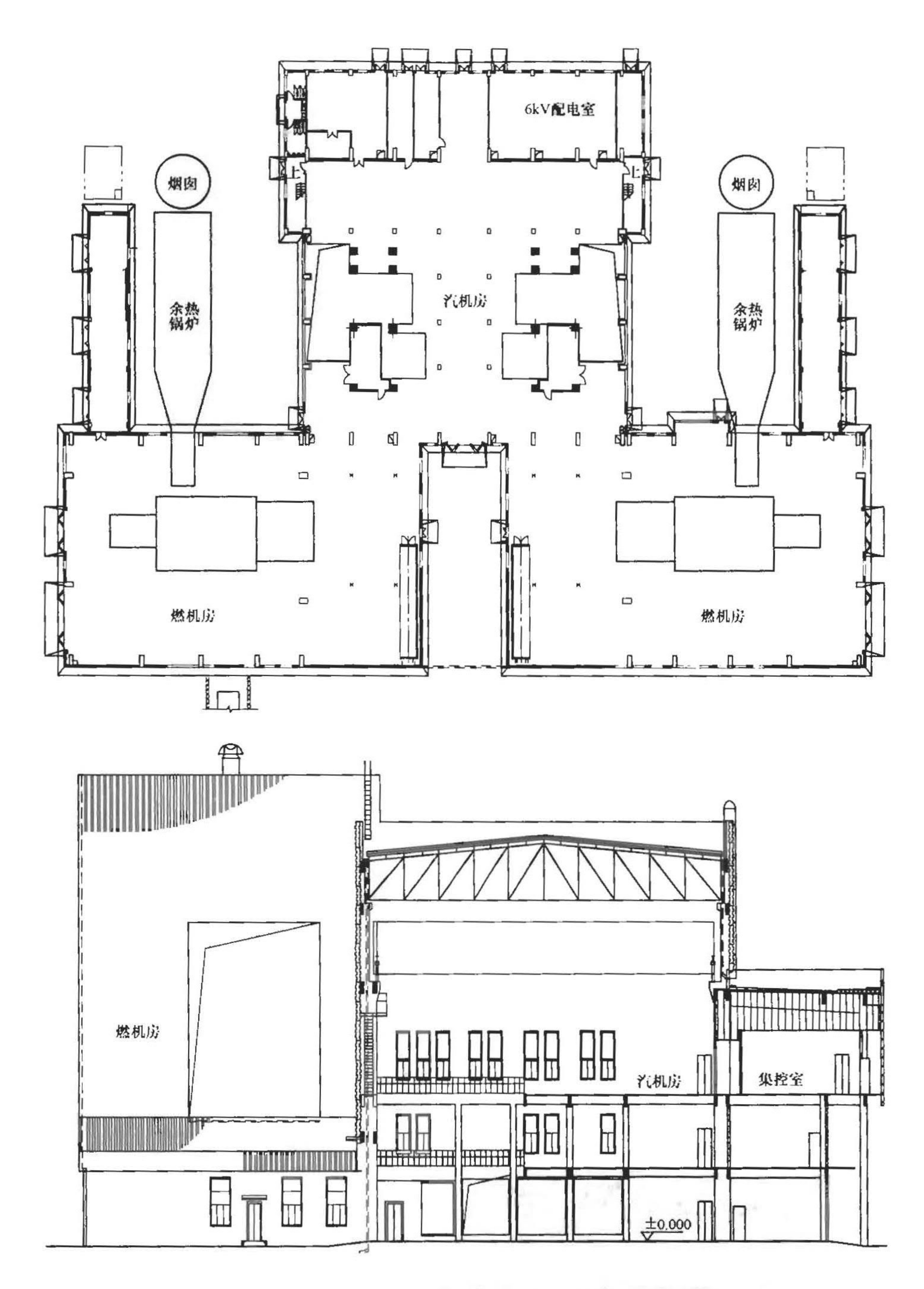


图 1-18 燃气-蒸汽联合循环电厂主厂房平面、横剖面图

第三节 物料输送系统及其建（构）筑物

燃煤电厂物料输送系统包括运煤系统和除灰渣系统。

一、运煤系统及其建（构）筑物

燃煤电厂根据厂址位置和交通条件的不同，外部运输有采用铁路、胶带机、公路汽车运输或者水路船运等不同的来煤方式。当电厂建设在坑口或者矿区时，燃煤的厂外运输一般采用带式输送机或者汽车运煤，汽

车卸煤时多采用汽车卸煤沟；当采用铁路来煤时，卸煤装置多采用翻车机，相应设置翻车机室。燃煤电厂常用的厂外来煤方式见图 1-19。

在运煤系统设备中，翻车机或者卸船机负责将外部铁路或者船舶运到电厂来的燃煤卸运到电厂翻车机室或者码头受煤斗内，再通过运煤皮带运输到电厂内部的贮煤设施，然后通过煤场内设备将煤运送到主厂房锅炉内燃烧。

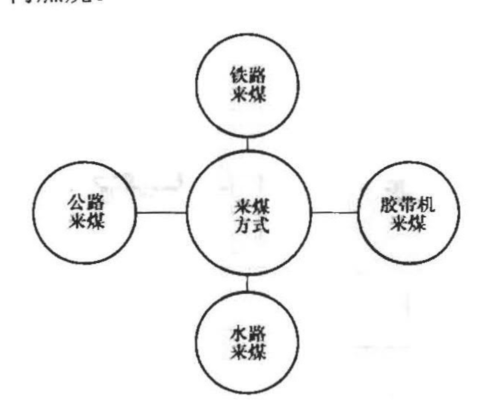


图 1-19　燃煤电厂厂外来煤方式

斗轮堆取料机是电厂运煤系统的另外一个关键设备，斗轮堆取料机有堆料和取料两种不同的作业方式。堆料作业时，由运煤皮带运来的燃煤经斗轮机尾车卸至臂架上的带式输送机，从臂架前端抛卸至室内或者露天煤场。取料作业时，燃煤经卸料板卸至反向运行的臂架带式输送机上，再经机器中心处下面的漏斗卸至带式输送机运走。燃煤电厂斗轮堆取料机设备见图 1-20。

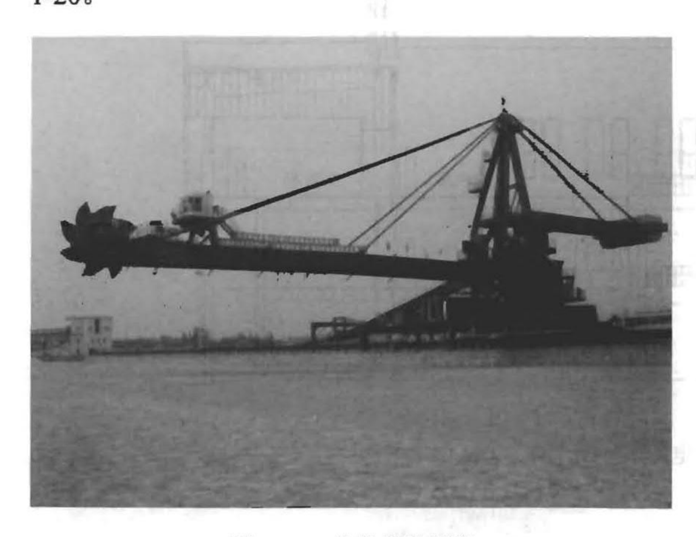


图 1-20　斗轮堆取料机

运煤系统的主要设备包括翻车机、卸船机、斗轮堆取料机、门式滚轮堆取料机、碎煤机、运煤皮带等。运煤系统主要建（构）筑物包括卸煤结构设施（翻车机室、卸煤沟、码头等）、运煤栈桥和地道、转运站、碎煤机室、贮煤结构设施（干煤棚、封闭煤场、筒仓等），循环流化床锅炉还配备有石灰石输送和贮存设施。某燃煤火电厂卸运煤系统主要建（构）筑物布置示意见图 1-21。

运煤栈桥和地道的宽度应满足工艺专业对运煤皮带输送能力的要求，地道和栈桥的斜升倾角还应满足工艺的要求，一般情况下不大于 16°，特殊情况下不得超过 18°。其次，运煤地道和运煤栈桥的设计还应考虑运煤栈桥和地道与厂区道路的相对关系，简单地说，运煤地道不应隔断或者妨碍厂区内道路交通，道路上方的运煤栈桥下净空则应满足厂区车辆正常通行的要求，一般净空要求不小于 5m。此外，运煤栈桥及其他运煤系统建筑物的设计中还应考虑与相邻其他建筑物或者设备（如除尘器、脱硝钢架）的间距满足相关规范标准的要求，避免碰撞。

翻车机室、卸煤沟、运煤地道等运煤系统地下建（构）物应采取可靠的防渗防水措施。

斗轮堆取料机基础设计应满足斗轮机设备正常运行的要求，保证斗轮机设备运行时不因基础不均匀沉降而发生卡轨、倾斜甚至倾覆。

干煤棚、露天煤场、封闭煤场及混（贮）煤筒仓的设计，主要由工艺专业确定电厂运行对燃煤的贮量要求。

干煤棚、封闭煤场的内净空应满足堆取料机安全作业的要求。当封闭煤场贮存褐煤、高挥发分的烟煤时，封闭煤场内壁应采取有效的防火保护措施。封闭煤场、进仓栈桥及出仓地道布置见图 1-22，斗轮机及干煤棚布置见图 1-23。

二、除灰渣系统及其建（构）筑物

除灰渣系统是将燃煤在锅炉中燃烧所产生的灰和渣从炉膛下部的渣斗、锅炉本体灰斗和除尘器灰斗等灰渣集中处输送出电厂的全部设施。

典型的火电厂锅炉渣系统流程如图 1-24 所示。锅炉渣系统主要设备捞渣机及渣仓见图 1-25。

燃煤电厂除渣系统的主要设备为捞渣机及渣仓（对应的设备支架一并由厂家设计和供货），土建结构设计专业仅负责支架基础。

典型的火电厂正压浓相气力除灰系统流程如图 1-26 所示。

灰库是电厂除灰渣系统中的典型构筑物。灰库的设置和容量一般由工艺专业确定。为提高电厂灰渣利用综合效益，有的电厂还设置了灰渣分选系统。

除灰系统中的主要建（构）筑物有气力除灰管道支架、灰库、供气中心等。

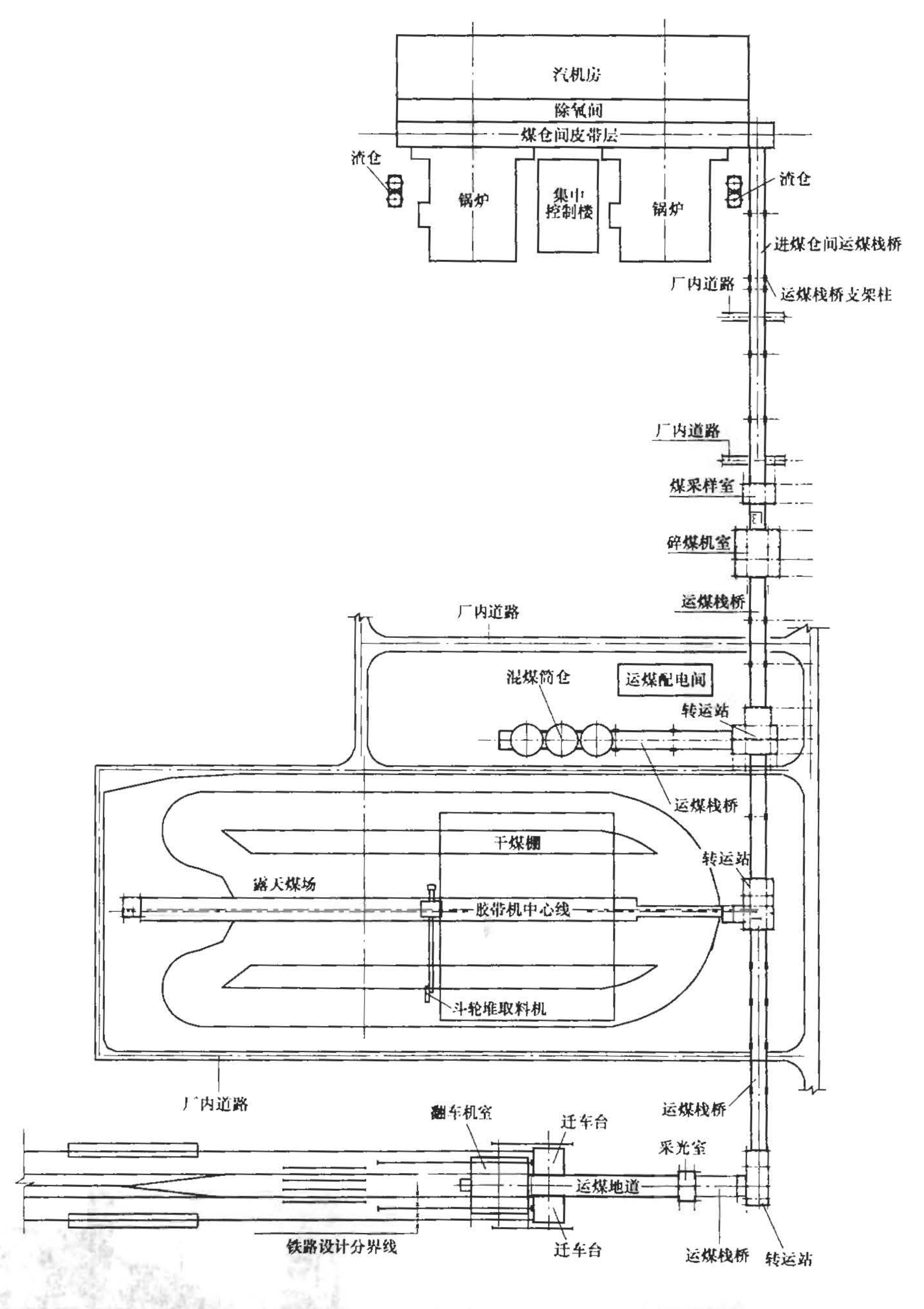


图 1-21　某燃煤电厂运煤系统主要建（构）筑物布置示意图

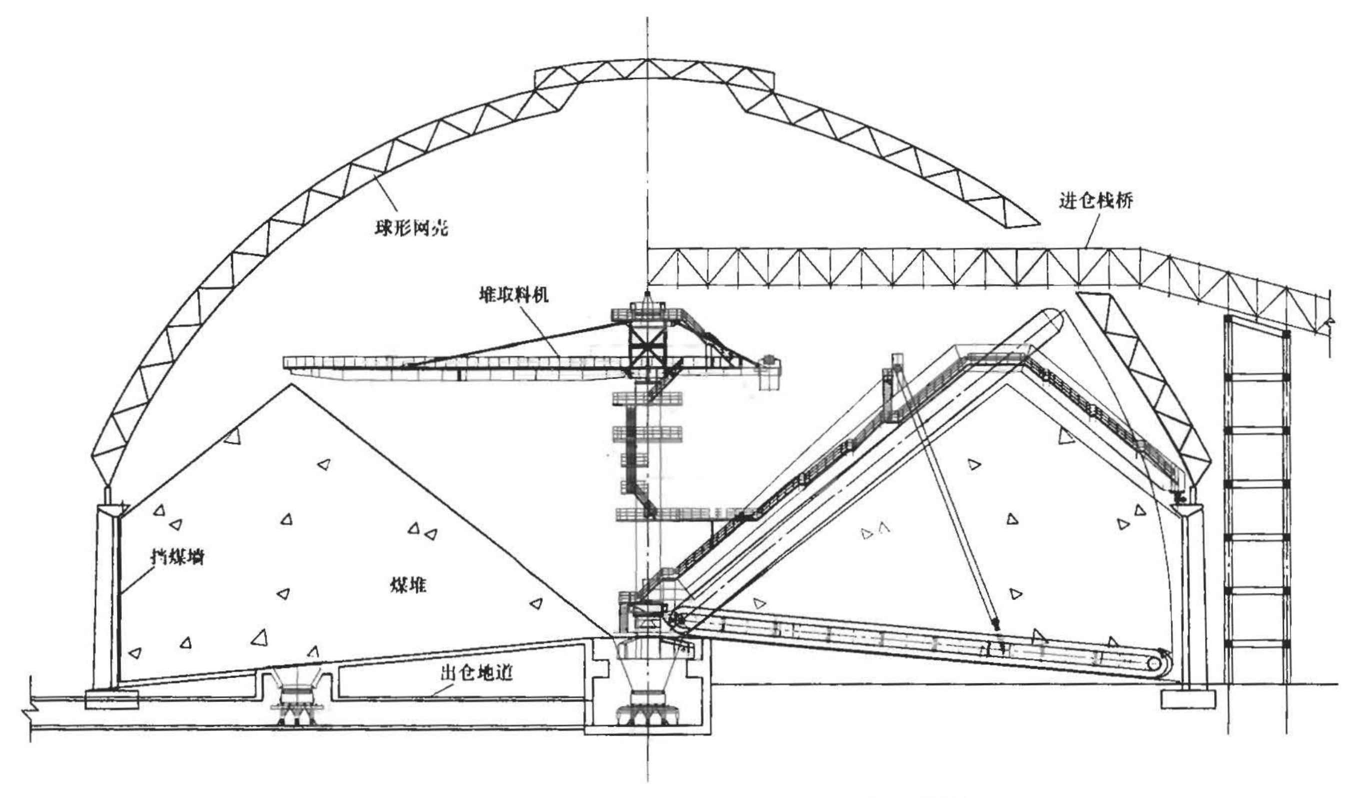


图 1-22 封闭煤场、进仓栈桥及出仓地道布置示意图

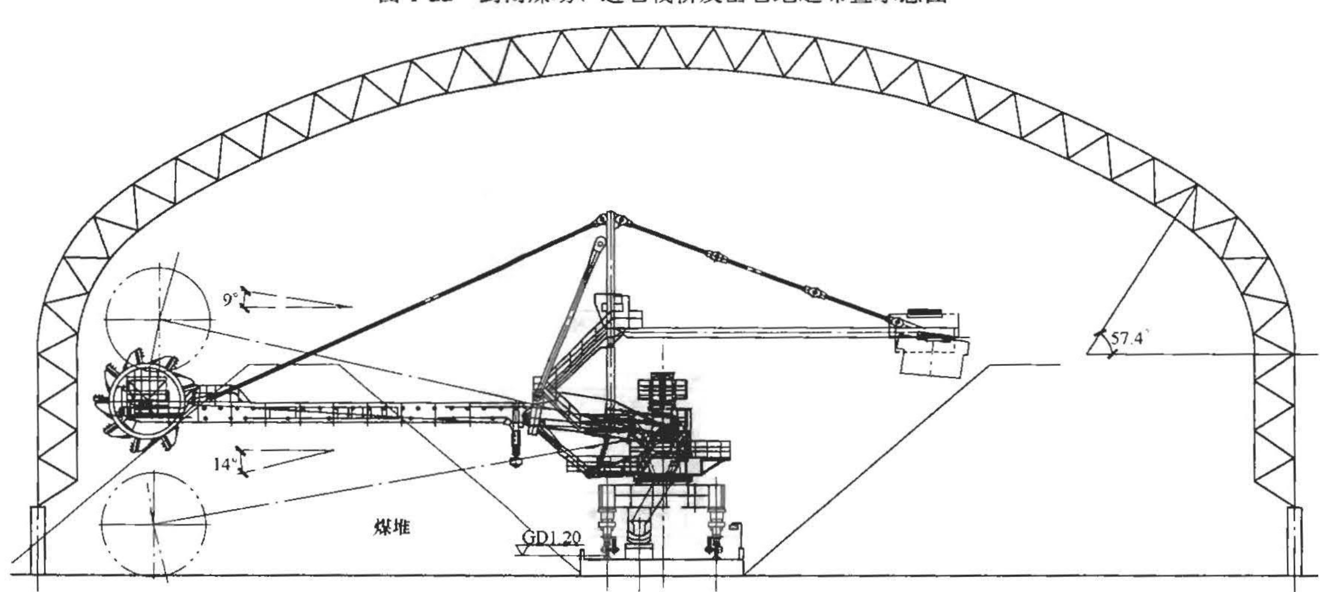


图 1-23 斗轮机及干煤棚布置示意图

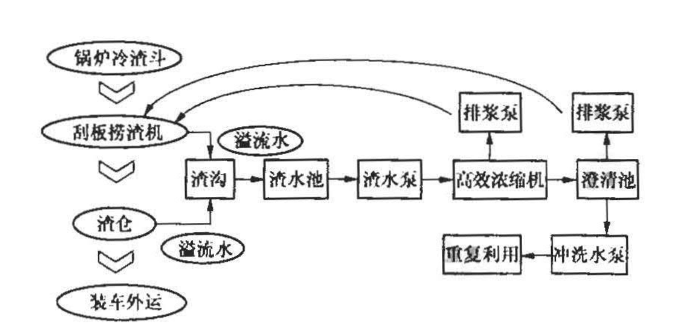
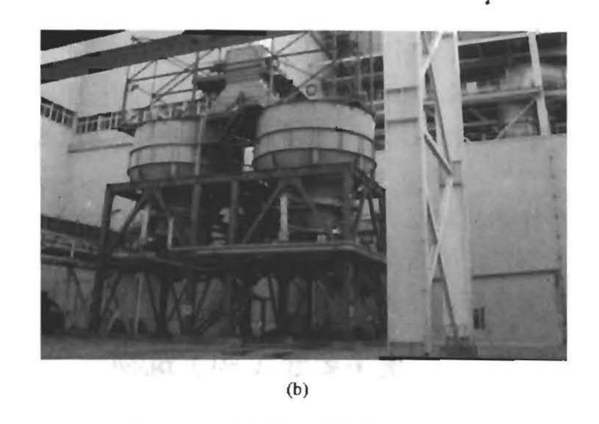


图 1-24 锅炉渣系统流程图



(a)

图 1-25 锅炉渣系统设备（一）
（a）捞渣机



(b)

图 1-25　锅炉渣系统设备（二）
（b）渣仓

省煤器，除尘器灰斗 → 输送仓泵 → 灰库 → 加湿搅拌机 → 自卸汽车 → 灰场
灰库 → 汽车散装机 → 干灰罐车 → 综合利用
灰库 → 布袋除尘器 → 排入大气层

图 1-26　正压浓相气力除灰系统流程图

第四节　电气系统及其建（构）筑物

燃煤电厂电气系统一方面负责安全可靠、稳定地将发电厂生产的电能传输到电力系统，同时还负责在火力发电厂内部，为工艺设备包括锅炉、汽轮机、运煤、除灰、供水、化学水处理、通风空调、照明检修、控制和保护以及电气设备本身的机械和电气负荷提供安全稳定可靠的供电，保证火电厂安全稳定可靠运行。此外，为满足运行及检修维护的要求，电气系统提供照明及可靠的接地，保证设备和人身安全。

火电厂电气系统示意见图 1-27。

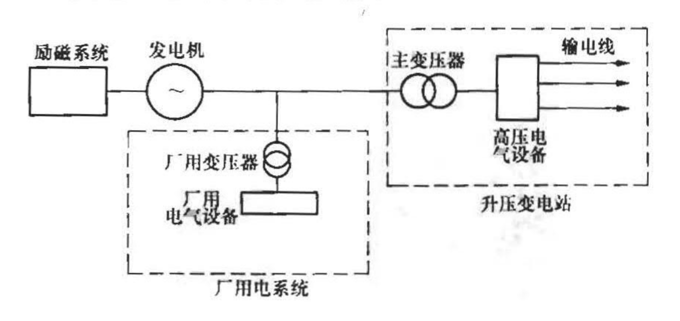


图 1-27　火电厂电气系统示意图

火电厂内的电气设备，按照传统习惯一般分为电气一次设备和电气二次设备。电气一次设备为生产和分配电能的设备，主要包括生产和转换电能的设备（如发电机、电动机、变压器），接通或断开电路的开关电器（如断路器、隔离开关），限制故障电流和防御过电压的电器（如电抗器、避雷器），接地装置、载流导体（如母线、电缆）等。电气二次设备为对电气一次设备进行测量、控制、监视和保护用的设备，包括：仪用互感器（如电流互感器、电压互感器），测量表计（如电压表、电流表等），继电保护及自动装置，直流设备等。

一、电气系统主要子系统

1. 发电机—主变压器系统

发电机-主变压器系统主要由发电机、发电机离相封闭母线、发电机出口断路器、主变压器电流互感器、电压互感器等设备组成，是火电厂在主厂房内向外输送电力的唯一通道。各设备的作用说明如下：

发电机是把汽轮机或燃机的机械能转化成电能的设备，发电机结构示意图见图 1-28。

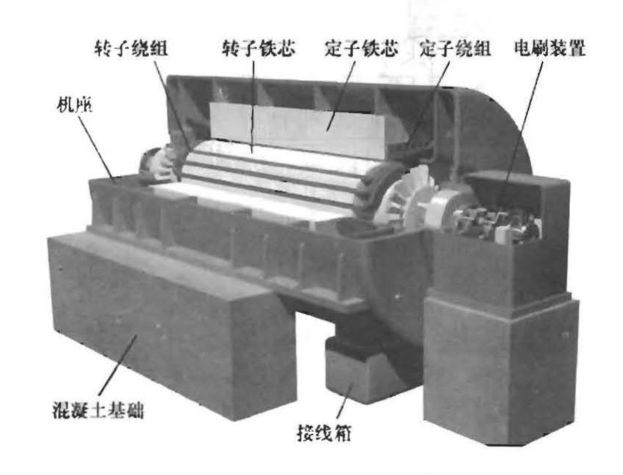


图 1-28　发电机结构示意图

变压器包括升压变压器和厂用变压器，其中升压变压器把发电机电压升高到系统电压，厂用变压器把电源侧的高电压降低到电厂使用的中、低电压。

断路器的作用：一是在正常运行条件下接通和断开回路；二是在回路发生短路故障条件下，切断短路电流，隔离故障点，保证非故障回路的运行。

隔离开关主要是在检修断路器时起隔离作用，双母线接线两组母线隔离开关也有倒负荷的作用。

电流和电压互感器将一次回路的高电压和大电流，转换成二次回路可接受的低电压和低电流，供电气设备继电保护装置使用。

2. 高压配电系统

高压配电系统由高压断路器、高压隔离开关、主母线、避雷器、电流互感器、电压互感器等设备组成，主要功能是将发电厂内多台机组生产的电能通过配电装置母线分配后，由输电线路输送至系统

和用户。

3. 厂用电系统

厂用电系统由高压厂用工作变压器、启动/备用变压器、厂用共箱封闭母线、高压开关柜、低压变压器、低压开关柜组成。厂用电系统承担着向机、炉及全厂其他工艺负荷供电的任务，系统运行的安全可靠性直接影响工艺设备甚至是全厂运行的可靠性，是电气系统内非常重要的子系统之一。

4. 照明与检修系统

照明系统承担向全厂提供符合规范和标准的照明服务功能。检修系统负责提供全厂设备检修的供电服务。

5. 防雷与接地系统

防雷系统提供设备和构筑物防雷电及过电压保护，由避雷针、避雷线、屋顶避雷带及引下线、避雷器和接地装置等组成，主要应用在屋外变压器及配电装置、烟囱、冷却塔、运煤系统较高的建（构）筑物、燃油泵房及油罐区、架空油（天然气）管道、易燃易爆的仓库和材料库、制氢站、天然气调压站等。接地系统为全厂电气系统提供工作和保护接地等，保证设备的正常运行以及人员和设备安全。

二、电气系统主要建（构）筑物

发电机引出线建（构）筑物，汽机房内一般为汽机基础中间层平台、汽机房外变压器基础、事故油池、母线设备支架、出线构架等。发电机引出线断面及母线支架见图 1-29，A 排外变压器及封闭母线支架布置见图 1-30。

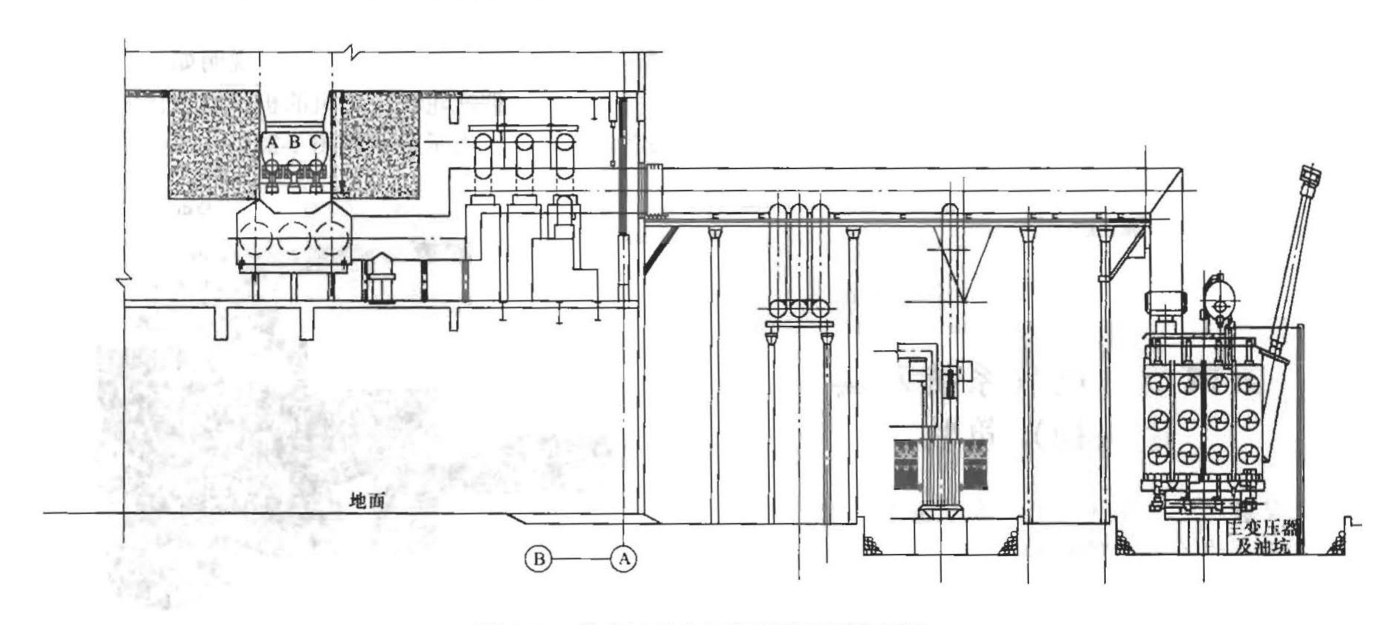


图 1-29 发电机引出线断面图及母线支架

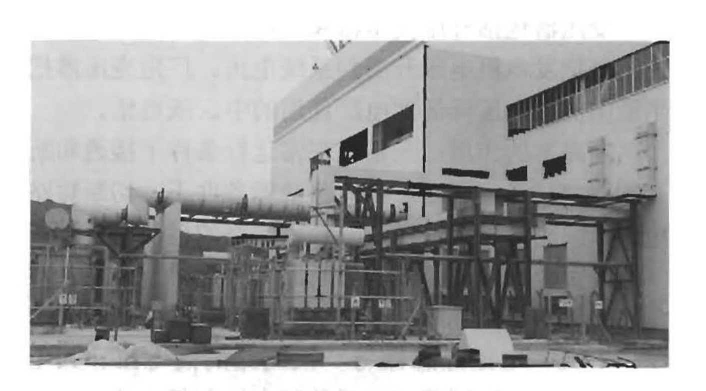


图 1-30 A 排外变压器及封闭母线支架布置图

开关站内高压配电系统由断路器、隔离开关、主母线、避雷器、电流互感器、电压互感器等设备组成。相应开关站内的建（构）筑物包括：变电构架、变电设备支架、GIS 设备基础、网络保护小室等。屋外配电构架及设备支架见图 1-31。

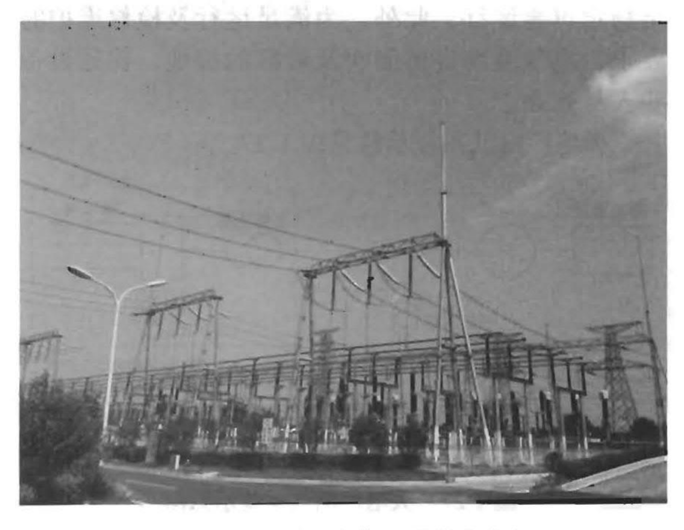


图 1-31 屋外配电构架及设备支架

第五节　电厂化学系统及其建（构）筑物

电厂化学系统的主要功能是负责提供满足机组运行要求品质合格的补给水，保持热力系统运行过程中汽水品质，同时对产生的废水进行处理以满足再利用或者排放要求。

电厂化学系统主要包括锅炉补给水处理、凝结水精处理系统、工业废水处理系统，此外还经常采用再生水深度处理系统对污水处理厂处理后的中水进行深度处理，以达到节约水资源的目的。

一、锅炉补给水系统及建筑物

锅炉补给水处理系统由原水预处理、预脱盐（根据水质情况确定）和除盐三种工艺组成。

天然水中含有一定量的悬浮物、胶体、有机物及溶解性的离子杂质等，原水预处理的作用是通过混凝、澄清及过滤等处理，除去水中一定量的悬浮物、有机物及胶体等，满足后续处理系统的进水要求。

常用的锅炉补给水预处理设备有澄清（淀）池、填料过滤器（机械过滤器、活性炭过滤器等）和膜过滤器（微滤和超滤），见图 1-32。



图 1-32　锅炉补给水预处理膜过滤设备

对于土建结构专业来说，锅炉补给水处理车间一般与化验楼呈 L 形布置，组成一独立的建筑。其中，过滤及除盐设备等布置在锅炉补给水处理车间内，各类水泵、酸碱计量设备、加药设备等布置在水处理车间披屋内。披屋一般设有水泵间、酸碱计量间及加药间等。各类水箱、压缩空气罐等布置在室外。酸、碱贮存槽布置在酸碱库内，上设雨篷。典型的锅炉补给水车间见图 1-33。



图 1-33　锅炉补给水车间

二、凝结水精处理系统设备及构筑物

凝结水精处理系统的作用是去除凝结水中的金属腐蚀产物和微量的溶解性盐类，保护热力系统的汽水品质不受污染。

凝结水精处理混床设备每台机组设 1 套，一般布置在主厂房内凝结水泵附近，再生系统设备 2 台机共 1 套，布置在主厂房 2 台机的中间位置。酸碱贮存及计量设备布置在炉后机组排水槽的上方。每台机组设一个废水池时布置在主厂房 A 排外。土建结构专业一般情况下只需要为凝结水精处理设备设计设备基础和废水池。

三、工业废水处理系统设备及构筑物

工业废水集中处理设施收集或处理以下废水：锅炉补给水处理系统设备、凝结水精处理设备再生排水，锅炉化学清洗排水，锅炉空气预热器、锅炉烟气侧冲洗排水，原水预处理装置的排水（泥），循环水补充水处理系统排水等。

废水集中处理是将全厂各种生产废水分类收集并贮存，根据水质和水量，选择一定的工艺流程集中处理，使其出水水质达标后重复利用或排放。集中处理的优点是设施完善，经处理后水质稳定，便于运行管理。

废水贮存池（箱）可采用钢筋混凝土或碳钢制成，其布置方式根据各工程具体情况选择地上、半地下或地下式。当使用钢制废水贮存箱时，应采用地上式布置。废水贮存池（箱）不宜少于 2 个。

机组排水槽主要用于收集主厂房排水。机组排水槽的容积由工艺专业确定。

典型的火力发电厂工业废水处理设施及废水池见图 1-34。

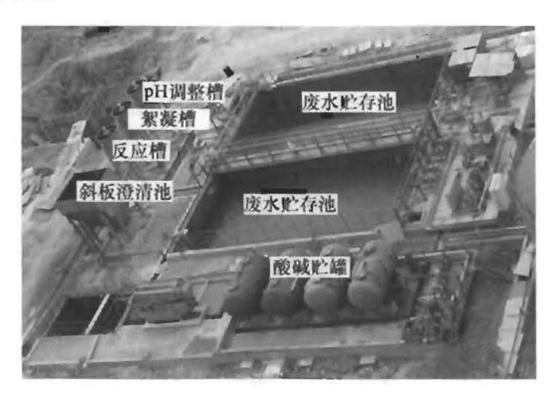


图 1-34　工业废水处理设施及废水池

第六节　循环水系统及其建（构）筑物

循环水系统向凝汽器提供冷却水，以冷却汽轮机排汽，维持凝汽器的真空，使汽水循环得以继续。

根据冷却方式的不同，循环水冷却系统又分为一次循环直流冷却系统、带冷却塔的二次循环（自然通风、机械通风）冷却系统、直接空冷系统、表凝式间接空冷系统、混凝式间接空冷系统。直接空冷系统空冷平台见图 1-35，二次循环自然通风冷却塔见图 1-36。



图 1-35　直接空冷系统空冷平台

循环水系统的主要建（构）筑物为（自然通风、空冷）冷却塔、直接空冷平台、循环水泵房、补给水泵房、循环水管道等。

循环水系统建（构）筑物设计一般由特种结构（水工结构）专业负责设计。根据设计分工的不同，部分设计院土建结构专业也负责直接空冷平台的设计。

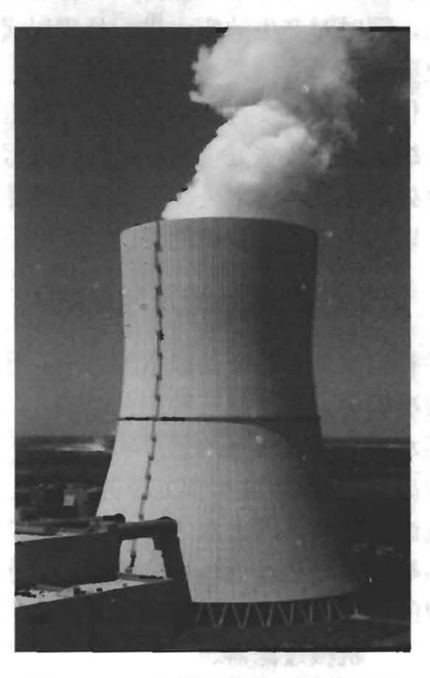


图 1-36　二次循环自然通风冷却塔

第二章

工程建设设计阶段的主要工作

第一节 初步可行性（可行性）研究阶段

一、工作范围

火电厂工程设计根据设计阶段的顺序依次为初步可行性研究、可行性研究、初步设计和施工图设计、竣工图编制五个阶段。

1. 初步可行性研究阶段

为了在火电厂工程建设中贯彻国家的法律、法规和产业政策、基本建设程序及方针，为项目投资决策提供科学依据，火电厂工程建设前期应编写初步可行性（可行性）研究报告。本阶段结构专业的主要工作是根据工程厂址条件及各工艺专业推荐方案，拟定厂区内主要建（构）筑物结构及地基基础初步方案，如主厂房采用现浇钢筋混凝土结构或钢结构，主要建（构）筑物采用天然地基基础或桩基础等，并配合技经专业完成本专业的初步投资估算。

同时，结构专业在此阶段应收集与工程厂址有关的设计资料，如地质资料（由勘测专业提供）、设计基本风压和雪压、抗震设防基本参数（包括抗震设防烈度、设计基本地震加速度值、场地土类别、场地土特征周期、地震分组）等。

2. 可行性研究阶段

可行性研究（简称可研）是火电厂建设程序中为项目决策提供科学依据的一个重要阶段，可研报告是项目申请报告的基础，是项目单位投资决策的参考依据。可行性研究阶段主要工作如下：

（1）编写并提出可研阶段勘测任务书，要求工程勘测单位提供满足可研阶段深度要求岩土勘察报告。勘测任务书中还应要求岩土勘测对场地不良地质土如岩溶、湿陷土、膨胀土、液化、震陷等进行评价，并提出处理方案与建议；为满足圆形煤场挡煤墙结构及基础与地基土整体计算分析的需要，除常规要求外，勘测任务书中还应要求岩土勘测明确圆形煤场范围内土层的弹性模量、泊松比等指标。

（2）与勘测、水文专业配合，取得与工程厂址相关的结构设计基本参数数据，如设计基本风压、设计基本雪压、抗震设防基本参数等基本设计资料。

（3）根据岩土工程勘察报告提供的厂址地形地貌特征，厂区地层成因、时代和主要地层的分布及物理力学性能指标及其变化规律，提出各主要建（构）筑物采用的地基、基础方案。当需进行地基处理时，应进行多方案的技术经济比较论证，并提出初步的推荐方案。如遇有岩洞、古墓等复杂地基时，应提出处理方案。

（4）配合总平面布置专业完成全厂总体规划和厂区总平面规划的技术经济比较；配合工艺专业完成主厂房布置方案的技术经济比较。

（5）根据工艺专业提出的推荐方案，编制相应的结构设计说明书，明确全厂建（构）筑物的结构推荐方案，必要时应对地基处理方案进行多方案比较与论证。

（6）配合技经专业完成全厂建（构）筑物的投资估算，必要时明确特殊结构如汽机基础、干煤棚、圆形煤场等其他试验要求及费用。

二、提交成品

初步可行性阶段结构专业需要配合技经专业完成本专业的初步投资估算。可行性阶段结构专业除配合技经专业完成全厂建（构）筑物的投资估算外，还需要编制相应的结构设计说明。典型结构设计说明内容如下：

（1）明确结构设计基本参数，如设计基本风压和基本雪压、抗震设防基本参数。

（2）明确主要建筑材料，如钢筋及钢材类别、混凝土强度等级等。

（3）明确全厂各建（构）筑物的结构型式，特别是应根据工艺系统和环保的要求，明确烟囱内筒的结构型式及支承方式。必要时根据工程需要完成主厂房结构、烟囱结构选型的专题论证与比选，并提出推荐

方案。

（4）根据厂址地质勘测报告，确定全厂各建（构）筑物的地基与基础方案。当需进行地基处理时，应进行多方案的技术经济比较，提出初步推荐方案；必要时还应对全厂各建（构）筑物的地基与基础方案进行专题论证，经综合技术、经济比较提出推荐方案。

（5）明确其他的特殊要求，如临海边电厂的综合防腐要求、地下结构的防渗要求等。

第二节　初步设计阶段

一、工作范围

初步设计阶段目的是确定电厂主要工艺系统的功能、控制方式、布置方案以及主要的经济和性能指标，为施工图设计提供依据；满足政府各相关部门对初步设计专项审查（评审、备案）的要求；满足主要辅助设备采购的要求，满足项目投资总体控制的要求，并为现场施工的前期准备工作创造条件。初步设计阶段结构专业的主要工作如下：

（1）编写并提出初步设计阶段勘测任务书，要求工程勘测单位提供满足初步设计阶段深度要求的岩土勘察报告；当场地存在不良地质土或有特殊要求时，可同可行性研究阶段一样提出明确的具体要求。

（2）初步设计阶段应执行项目可行性研究报告及审查纪要要求、项目业主审定的初步设计原则，配合工艺专业完成主要建（构）筑物的结构布置方案。

（3）根据工程厂址条件、初步设计阶段地质勘测报告、地基处理（桩基或复合地基）试验报告，以及各外专业的资料，确定全厂建（构）筑物结构型式和地基基础方案。

（4）编制初步设计阶段的结构说明，绘制主要建（构）筑物结构方案图，工程需要时还应编制相应的专题报告（如主厂房结构选型、地基处理专题）。明确主要建筑材料，如混凝土等级、钢筋和钢材品种规格、特殊的建筑材料（防腐、防火材料等）。

（5）明确地下水位埋深，地下水对混凝土、钢筋、钢结构的腐蚀等级；地基土对混凝土、钢筋、钢结构的腐蚀等级以及冻土的深度。

（6）当工程需要进行地基处理时，如桩基、复合地基或强夯等，还需要编制相应的试桩或复合（强夯）地基的试验技术要求，由试验单位提供相应的试桩报告或复合（强夯）地基试验报告，作为设计依据。

（7）配合技经专业完成结构部分的工程概算，必要时预估特殊结构（如汽机基础、圆形煤场或其他新型结构）试验费用。

二、提交成品

初步设计阶段除配合技经专业完成全厂建（构）筑物的投资概算外，还需要编制相应的结构说明，绘制主要建（构）筑物结构方案图（如主厂房典型框架、楼层布置图、主厂房基础和地下设施规划图等），必要时还应编制相应的专题报告；提交成品为结构设计说明（含专题报告）和主要建（构）筑物结构方案图。

1. 结构设计说明

初步设计阶段的结构设计说明，应包括以下内容：

（1）工程概述，包括工程概况、设计依据、设计范围、设计使用年限等。

（2）厂址自然条件及主要设计技术数据，包括水文气象、地质条件、设计应采用的主要技术数据、主要建筑材料、主要建（构）筑物设计基本要求。

（3）地基与基础，包括全厂建（构）筑物地基处理推荐方案、基础型式、埋置深度等。当采用桩基或者其他复合地基时，应说明桩的类型、桩基持力层及进入持力层的深度。

（4）主厂房结构设计部分，主要包括主厂房结构选型及抗震设计原则[包括各建（构）筑物的抗震设防烈度、抗震构造措施]；主厂房结构选型、楼面及屋面的结构型式；汽机基础、吊车梁和煤斗结构选型；大型设备基础（汽动、电动给水泵，磨煤机，碎煤机）是否隔振及其结构型式；集中控制楼的布置及结构型式，主厂房内地下设施布置情况；全厂建（构）筑物的防腐、防火等级说明及处理措施，地下结构的防水要求及措施；不均匀沉降处理措施和变形缝设置、特殊施工要求等内容。

（5）空冷构筑物结构设计应包括空冷平台结构选型。

（6）炉后建（构）筑物结构设计，应包括脱硫方案及烟囱（含内筒）结构选型、送引风机支架结构型式。说明烟囱接口处对水平烟道的要求（如圆形烟道、接口位置要求等），说明烟囱内筒的结构型式及防腐蚀的要求。

（7）其他主要生产建（构）筑物结构型式，包括电气建（构）筑物，运煤系统建（构）筑物，除灰及脱硫、脱硝建（构）筑物，锅炉补给水建（构）筑物。

（8）辅助及附属建（构）筑物的结构选型。

（9）新技术、新结构、新材料的应用。

2. 主要建（构）筑物结构方案图

主要建（构）筑物结构方案图，应包括以下内容：

（1）主厂房基础方案图。

（2）主厂房典型横向、纵向结构布置图。

（3）主厂房地下设施规划图。

（4）汽机房屋面结构方案图。

（5）主厂房主要楼层结构方案布置图，如运转层、除氧器层、管道层、皮带层等布置图。

（6）运煤系统结构总图，包括系统平面布置图及对应剖面图。

（7）空冷平台结构布置图（若有）。

（8）采用新型烟囱时烟囱结构总图。

（9）其他新型结构方案布置图。

3. 专题报告

必要时编制相应的专题报告，根据工程需要进行多方案技术经济比较与优化论证，提出推荐方案。

第三节　施工和竣工图设计阶段

一、施工图设计阶段工作范围

施工图设计阶段的主要工作是根据工程初步设计审定结构方案、施工图阶段地质勘测资料（当需要地基处理时，试桩报告或复合地基试验报告均应作为设计基本输入资料），以及各工艺专业提资和建筑资料，完成工程设计合同规定的建（构）筑物结构施工图设计，主要包括编制本专业施工图总说明及卷册目录，完成各建（构）筑物结构施工图纸的设计。施工图设计阶段结构专业的工作包括以下内容：

（1）提供施工图设计阶段勘测任务书，明确勘测单位提交满足施工图设计阶段的岩土勘测报告，明确与工程场址有关设计基本风压、设计基本雪压、抗震设防基本参数等资料。当场地存在不良地质土或有特殊要求时，可同可行性研究阶段一样提出明确的具体要求。

（2）根据工程设计合同规定的设计范围，配合各工艺专业和建筑专业，完成全厂的建（构）筑物结构施工图纸。根据项目执行的实际情况，施工图设计过程中还应充分考虑本专业与工艺、建筑等外专业以及现场的实际施工情况进行完善，确保施工图内容的完整；最终完成的结构施工图纸在满足各工艺系统的功能要求及建筑外观要求的同时，还应满足现场采购与施工的各项要求。主要建（构）筑物结构设计时应具备的相关设计资料，以及结构专业与其他各专业之间的配合资料要求，见表2-1～表2-5。

表2-1　主厂房框排架结构设计应具备的主要资料

序号	资料名称	资料主要内容	提资专业
1	主厂房建筑总图	主厂房建筑各层平面、立面、剖面图，包含主要柱距、楼层标高、吊车梁轨顶标高、汽机房屋面净空标高，以及楼梯间和各层房间具体布置等	建筑
2	主厂房楼层荷载、开孔等资料	主厂房各楼屋面荷载、开孔、埋件等资料，含设备布置、荷载分布及支墩等资料，炉前或炉侧平台荷重、开孔、埋件等资料，磨煤机、电动给水泵单轨吊布置及荷重要求	锅炉、汽机、电气、热控、运煤、化学、暖通
3	主厂房框架、纵梁荷载及埋件资料	主厂房各层框架、纵梁上荷载及埋件资料	锅炉、汽机、电气、热控、运煤、化学、暖通
4	吊车梁资料	吊车梁外形、轮距布置及轨顶标高、屋架下弦底标高、轨道型号、大小车重量、最大轮压、最小轮压、刹车轮数量等资料	汽机
5	煤斗资料	煤斗外形、布置位置（含标高要求）、容积及煤容重，悬挂小斗重量等	锅炉
6	汽机房屋面通风设备资料	汽机房屋面通风设备布置、开孔、荷载、埋件资料	暖通
7	A列柱上避雷针资料	避雷针位置、高度，以及避雷针引下线的预埋件资料	电气
8	运煤栈桥资料	进入主厂房栈桥布置、荷重、作用点标高；主厂房内皮带布置，含皮带头部、尾部设备、垂直拉紧装置等布置，单轨吊大小及走向布置，吊物孔布置等	结构
9	炉前或炉侧平台结构资料	炉前或炉侧平台结构荷重及作用点位置	结构
10	主厂房联络栈桥资料	运煤联络栈桥的布置、荷重、标高等接口资料	结构
11	办公楼与主厂房连接天桥资料	天桥布置、荷重、标高等接口资料	建筑、结构

表2-2　汽机基础设计时应具备的主要资料

序号	资料名称	资料内容	提资专业
1	主厂房建筑总图	主要指汽机房各层平面图、剖面图，包含主要柱距、楼层标高等	建筑
2	汽机基础资料	汽机基础布置，含平面、纵横剖面图及主要的控制尺寸；汽机顶板荷重分布图，主机厂及设备编号，顶板预埋件、预埋管等；主机厂还明确扰力大小及方向、台板振动控制标准等；汽机中间层标高、范围、开孔、预埋件等资料	汽机

续表

序号	资料名称	资料内容	提资专业
3	汽机基础电气资料	汽机中间层标高、范围、开孔、预埋件等资料；汽机台板上预埋管、预埋铁等资料	电气
4	汽机基础热控资料	汽机台板上预埋管、预埋铁等资料。	热控
5	主厂房零米设备、支墩布置、荷重等资料	汽机基础底板上凝汽器及其他设备支墩、沟道布置及荷重；循环水坑、凝泵坑以及地下侧壁布置等资料	汽机
6	厂区总平面及竖向布置	厂区总平面布置，含锅炉区域定位坐标、竖向布置	总图
7	勘测资料	施工图阶段勘测资料；当采用人工地基或复合地基时，还需要包含试桩报告或复合地基检测报告	勘测、试桩或复合地基检测单位
8	汽机平台结构布置	主要包括与汽机台板周边接口处结构布置，当部分平台柱位于汽机基础底板范围内时，需要提供柱内力及插筋要求	结构

表 2-3　主厂房基础设计时应具备的主要资料

序号	资料名称	资料内容	提资专业
1	主厂房建筑总图	主厂房建筑各层平面、立面、剖面图，包含主要柱距、楼层标高等；主厂房楼梯布置图	建筑
2	厂区总平面及竖向布置	厂区总平面布置，含定位坐标、竖向布置等	总图
3	勘测资料	施工图阶段勘测资料；当需要进行地基处理时，还应提供试桩报告或复合地基试验报告	勘测、试桩或复合地基检测单位
4	主厂房框架柱脚荷重资料	含主厂房所有框架柱、汽机平台框架柱、山墙柱脚内力、柱截面大小及插筋要求资料	结构
5	主厂房零米资料	零米电动（气动）给水泵、磨煤机等主要设备基础布置资料；零米其他小型设备基础、支墩、沟道等布置及荷重、预埋件资料；零米循环水坑、凝泵坑等资料	汽机、锅炉、化水
6	A 排外电气资料	A 排外母线桥架布置资料，含支架柱布置等	电气
7	汽机基础底板资料	汽机基础底板布置图	结构

注　此处主厂房基础含汽机房、除氧间、煤仓间、汽机平台、汽机房山墙等结构柱基础。

表 2-4　锅炉基础设计时应具备的主要资料

序号	资料名称	资料内容	提资专业
1	主厂房建筑总图	主厂房建筑各层平面、立面、剖面图，包含主要柱距、楼层标高等；当锅炉零米房间布置有电气、化水、消防、暖通等专业使用的房间时，还需提供对应专业的相关资料	建筑
2	厂区总平面及竖向布置	厂区总平面布置，含锅炉区域定位坐标、竖向布置	总图
3	勘测资料	施工图阶段勘测资料；当需要进行地基处理时，还应提供试桩报告或复合地基试验报告	勘测、试桩或复合地基检测单位
4	锅炉基础资料	含锅炉基础柱脚荷重资料、短柱大小、锚栓及固定架布置、柱顶标高、二次灌浆层厚度等资料	锅炉
5	锅炉电梯资料	含电梯定位布置、电梯井坑大小、深度及荷重等资料	锅炉
6	锅炉零米资料	锅炉零米设备、支墩等布置及荷重、预埋件资料；锅炉零米捞渣机设备、支墩、沟道、坑、预埋件等布置、荷重资料	锅炉、除灰
7	炉前（炉侧）平台柱资料	炉前（炉侧）平台柱定位、荷重、柱大小及预留插筋等资料	结构

表 2-5　烟囱设计时应具备的主要资料

序号	资料名称	资料内容	提资专业
1	厂区总平面及竖向布置	厂区总平面布置，含烟囱定位坐标、竖向布置	总图
2	烟囱资料	含烟囱高度、内筒数量及出口直径、脱硫方式、烟气温度及压力等；烟囱内筒接口资料，含水平烟道与烟囱内筒接口标高及开孔大小、荷重、预埋件等资料；当烟囱外筒外的水平烟道支架柱基础位于烟囱基础范围内时，需要提供水平烟道支架柱定位、标高、柱脚内力及插筋或预埋件要求	锅炉、环保
3	电气资料	含避雷针资料（数量与高度要求）；防雷接地引线预埋件资料；照明预埋件资料（高度、数量）	电气
4	勘测资料	施工图阶段勘测资料；当需要进行地基处理时，还应提供试桩报告或复合地基试验报告	勘测、试桩或复合地基检测单位

续表

序号	资料名称	资料内容	提资专业
5	零米资料	当烟囱零米布置有房间或工艺设备、支墩等时，需要提供对应专业的资料（含布置及荷重、预埋件等资料）	建筑或相关专业

注　表2-1～表2-5中提资专业因各设计院分工差异略有不同。

二、施工图阶段提交成品

施工图设计阶段提交的成品主要是结构专业施工图总说明及卷册目录，以及全厂结构专业负责设计的建（构）筑物结构施工图，施工图内容及深度要求应符合DL/T 5461.11—2013《火力发电厂施工图文件内容深度规定　第11部分：土建结构》的具体规定。

1. 施工图总说明及卷册目录

施工图总说明及卷册目录，应包括以下内容：

（1）工程概述：包括工程厂址的地理位置及交通条件，建设规模及特点，新建或扩建，是否留有扩建条件，三大主机型号，主要工艺布置方案，结构设计特点。

（2）设计依据：包括初步设计文件及审查意见，项目业主的书面要求，工程合同及附件，施工图设计阶段的勘测报告以及地基处理的试验报告等。

（3）厂址自然条件：包括水文气象条件、工程地质和水文地质等内容。

（4）主要设计技术数据：包括基本风压、基本雪压、抗震设防基本参数（如抗震设防烈度、设计基本地震加速度值、场地土类别、场地土特征周期、地震分组）等。

（5）主要结构材料：包括钢材、混凝土、钢筋、连接材料等性能和等级要求，以及特殊防腐、防火要求和采取的措施等。

（6）主要建（构）筑物地基与基础方案：包括地基基础方案（含地基处理）、施工要求、控制标准、检测要求、持力层选择、回填土的要求等。

（7）主要建（构）筑物结构方案：包括各工艺系统建（构）筑物结构方案描述，地下结构防水、防渗措施等说明。

（8）全厂建（构）筑物的抗震设防原则：如抗震设防类别、构造措施等。

（9）采用的标准图及通用图名称与编号：通常以列表方式说明本工程引用到的标准图及通用图的名称与编号。

（10）卷册目录：以表格形式呈现，列出本工程所有建（构）筑物卷册，含卷册编号及卷册名称。

2. 全厂建（构）筑物施工图图纸

全厂建（构）筑物施工图图纸应以卷册为单位，每卷应包括以下内容：

（1）图纸目录：说明工程名称、工程检索号、图纸名称及图纸总张数等。

（2）设计及施工说明。

（3）结构和基础布置图。

（4）结构和基础详图：如钢筋混凝土配筋图及节点详图、钢结构构件及节点连接详图、基础及基础梁详图等。

（5）其他要求：如防火与防腐、沉降观测、施工检测、施工验收等具体要求，新型结构或特殊结构施工中应注意的事项等。

三、竣工图编制

竣工图编制单位受项目建设单位委托，以设计单位提供的施工图为基础，依据由设计、施工、监理、调试、建设单位审核签认的设计变更通知单、工程联系单、设计更改的有关文件以及施工验收记录和调试记录等资料编制完成竣工图，以准确记录工程项目建设的最终情况，为工程项目全寿命周期管理提供完整的档案资料。

竣工图编制可以由工程项目设计单位完成，也可由项目建设单位委托有资质的单位完成。

第三章 设计基本规定

第一节 设计原则

一、设计方法

火力发电厂结构设计采用以概率理论为基础、以分项系数表达的极限状态设计方法。当缺乏统计资料时，结构设计可根据可靠的工程经验或必要的试验研究进行。

设计人员应根据使用过程中在结构上可能同时出现的荷载（作用），按承载能力极限状态和正常使用极限状态分别进行荷载（作用）组合，并应取各自的最不利组合进行设计。

结构设计除应满足承载能力极限状态和正常使用极限状态的设计规定外，尚应满足耐久性、防爆、防火及防腐蚀等要求，同时还应考虑生产使用、检修维护、施工安装及材料性能等因素，并符合国家现行有关标准的规定。

除临时性结构外，火力发电厂建（构）筑物的结构和结构构件的设计使用年限均为50年。

1. 承载能力极限状态

承载能力极限状态对应于结构或结构构件达到最大承载力或不适于继续承载的变形状态。当结构或结构构件出现下列状态之一时，应认为超过了承载能力极限状态：

（1）结构构件或连接因超过材料强度而破坏，或因过度变形而不适于继续承载。

（2）整个结构或某一部分作为刚体失去平衡（如滑移或倾覆等）。

（3）结构转变为机动体系。

（4）结构或结构构件丧失稳定（如压曲等）。

（5）结构因局部破坏而发生连续倒塌。

（6）地基丧失承载力而破坏（如失稳等）。

（7）结构或结构构件的疲劳破坏。

2. 正常使用极限状态

正常使用极限状态对应于结构或结构构件达到正常使用或耐久性能的某项规定限值的状态。当结构或结构构件出现下列状态之一时，应认为超过了正常使用极限状态：

（1）影响正常使用或外观的变形。

（2）影响正常使用或耐久性能的局部损坏（包括裂缝）。

（3）影响正常使用的振动。

（4）影响正常使用的其他特定状态。

二、承载能力极限状态设计

承载能力极限状态设计，对于永久荷载采用标准值作为代表值，可变荷载采用标准值、组合值作为代表值，可变荷载组合值等于可变荷载的标准值乘以荷载组合值系数。

（一）不考虑地震作用时

对于承载能力极限状态，应按荷载的基本组合或偶然组合计算荷载组合的效应设计值，并应采用下列设计表达式进行设计：

$$\gamma_0 S_d \leqslant R_d \tag{3-1}$$

式中 γ_0——结构重要性系数；

S_d——荷载基本组合的效应设计值；

R_d——结构构件抗力的设计值，应按各有关建筑结构设计规范的规定确定。

1. 荷载基本组合

荷载基本组合的效应设计值 S_d，应从下列荷载组合值中取用最不利的效应设计值确定：

（1）由可变荷载控制的效应设计值，应按下式进行计算：

$$S_d = \sum_{j=1}^{m} \gamma_{Gj} S_{Gjk} + \gamma_{Q1} \gamma_{L1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^{n} \gamma_{Qi} \gamma_{Li} \psi_{ci} S_{Qik} \tag{3-2}$$

式中 γ_{Gj}——第 j 个永久荷载的分项系数；

γ_{Qi}——第 i 个可变荷载的分项系数，其中 γ_{Q1} 为主导可变荷载 Q_1 的分项系数；

γ_{Li}——第 i 个可变荷载考虑设计使用年限的调整系数，其中 γ_{L1} 为主导可变荷载 Q_1 考虑设计使用年限的调整系数；

S_{Gjk}——按第 j 个永久荷载标准值 G_{jk} 计算的荷载效应值；

S_{Qik}——按第 i 个可变荷载标准值 Q_{ik} 计算的荷载效应值，其中 S_{Q1k} 为诸可变荷载效应中起控制作用者；

ψ_{ci}——第 i 个可变荷载 Q_i 的组合值系数；

m——参与组合的永久荷载数；

n——参与组合的可变荷载数。

可变荷载考虑设计使用年限的调整系数 γ_L 应按以下规定采用：

1）楼面和屋面活荷载考虑设计使用年限的调整系数 γ_L 应按表 3-1 采用。

表 3-1　楼面和屋面活荷载考虑设计使用年限的调整系数 γ_L

结构设计使用年限（年）	5	50	100
γ_L	0.9	1.0	1.1

注　1. 当设计使用年限不为表中数值时，调整系数 γ_L 可按线性内插法确定。
2. 对于荷载标准值可控制的活荷载，调整系数 γ_L 取 1.0。

2）对雪荷载和风荷载，应取重现期为设计使用年限，按 GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定确定。

（2）由永久荷载控制的效应设计值，应按下式进行计算：

$$S_d = \sum_{j=1}^{m} \gamma_{Gj} S_{Gjk} + \sum_{i=1}^{n} \gamma_{Qi} \gamma_{Li} \psi_{ci} S_{Qik} \tag{3-3}$$

（3）基本组合的荷载分项系数应按下述规定采用：

1）永久荷载分项系数：

a. 当其效应对结构不利时的组合：

（a）对由可变荷载效应控制的组合，应取 1.2。

（b）对由永久荷载效应控制的组合，应取 1.35。

b. 当其效应对结构有利时的组合，不应大于 1.0。

2）可变荷载分项系数：

a. 一般情况下取 1.4。

b. 对标准值大于 4kN/m^2 的楼面活荷载取 1.3。

c. 主厂房内的设备和管道荷载，其荷载分项系数取 1.3。

d. 原（粉）煤斗中的煤（煤粉）荷载、贮煤筒仓中的煤荷载、干灰库中的灰渣荷载，其荷载分项系数取 1.3。

e. 动力荷载分项系数取 1.4。

3）对结构的倾覆、滑移或飘浮验算，荷载的分项系数应按有关结构设计规范的规定采用。

（4）组合值系数的取值应按下述规定采用：

1）发电厂主厂房、其他生产建筑、辅助生产及附属建筑的屋面、楼（地）面活荷载，以及活荷载的组合值系数，可按表 3-4、表 3-6、表 3-7、表 3-8 采用。

2）设备和管道正常（或非正常）工况可变荷载的组合值系数应取 1.0。

3）贮料仓的贮料荷载，如主厂房原（粉）煤斗中的煤（煤粉）、贮煤筒仓中的煤、灰渣库中的灰渣等可变荷载，其组合值系数应取 1.0。

4）其他建筑的楼（屋）面活荷载及其组合值系数应按 GB 50009 规定采用。

2. 荷载偶然组合

（1）荷载偶然组合的效应设计值 S_d 可按下列规定采用：

1）用于承载能力极限状态计算的效应设计值，应按下式进行计算：

$$S_d = \sum_{j=1}^{m} S_{Gjk} + S_{Ad} + \psi_{f1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{qi} S_{Qik} \tag{3-4}$$

式中　S_{Ad}——按偶然荷载标准值 A_d 计算的荷载效应值；

ψ_{f1}——第 1 个可变荷载的频遇值系数；

ψ_{qi}——第 i 个可变荷载的准永久值系数。

2）用于偶然事件发生后受损结构整体稳固性验算的效应设计值，应按下式进行计算：

$$S_d = \sum_{j=1}^{m} S_{Gjk} + \psi_{f1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{qi} S_{Qik} \tag{3-5}$$

（2）主厂房内粉煤斗可能发生的爆炸荷载及其他可能发生的爆炸荷载，如天然气爆炸荷载、防爆门泄爆荷载，不考虑参与主厂房框排架结构的荷载效应组合，但对结构构件应进行承载能力验算，并采取构造措施解决，偶然荷载的分项系数可取 1.0。

（3）汽轮发电机基础荷载效应偶然组合包括永久荷载、动力荷载及短路力矩组合，动力荷载组合值系数可取 0.25，短路力矩组合值系数可取 1.0。

（二）考虑地震作用时

$$S_d \leqslant R_d / \gamma_{RE} \tag{3-6}$$

式中　S_d——作用组合效应设计值，按式（3-7）计算；

R_d——构件承载力设计值；

γ_{RE}——构件承载力抗震调整系数，按表 3-2 确定。

表 3-2　构件承载力抗震调整系数

材料	结构构件		受力状态	γ_{RE}
钢	柱、梁、支撑、节点板件、螺栓、焊缝		强度	0.75
	柱、支撑		稳定	0.80
混凝土	梁		受弯	0.75
	柱	轴压比<0.15	偏压	0.75
		轴压比≥0.15	偏压	0.80
	抗震墙		偏压	0.85

续表

材料	结构构件	受力状态	γ_{RE}
混凝土	牛腿	拉弯	1.0
	预埋件	—	1.0
	各类构件	受剪、偏拉	0.85

结构构件的地震作用效应和其他荷载效应的基本组合，应按下式计算：

$$S_d=\gamma_G S_{GE}+\gamma_{Eh}S_{Ehk}+\gamma_{Ev}S_{Evk}+\psi_w\gamma_w S_{wk} \quad (3\text{-}7)$$

式中 S_d——结构构件内力组合的设计值，包括组合的弯矩、轴向力和剪力设计值等；

γ_G——重力荷载分项系数，一般情况应采用1.2，当重力荷载效应对构件承载力有利时，不应大于1.0；

γ_{Eh}、γ_{Ev}——水平、竖向地震作用分项系数，按表3-3确定；

γ_w——风荷载分项系数，应采用1.4；

S_{GE}——重力荷载代表值的效应；

S_{Ehk}——水平地震作用标准值的效应，尚应按相关规范乘以相应的增大系数或调整系数；

S_{Evk}——竖向地震作用标准值的效应，尚应按相关规范乘以相应的增大系数或调整系数；

S_{wk}——风荷载标准值的效应；

ψ_w——风荷载组合值系数，一般结构取0.0，风荷载起控制作用的建筑应采用0.2。

表3-3 地震作用分项系数

参与组合的荷载和作用	γ_G	γ_{Eh}	γ_{Ev}	γ_w	备注
重力荷载及水平地震作用	1.2	1.3	—	—	抗震设计时均应考虑
重力荷载、水平地震及竖向地震作用	1.2	1.3	0.5	—	9度抗震设计时考虑；7度(0.15g)、8度时大跨度结构和长悬臂结构
重力荷载及竖向地震作用	1.2	—	1.3	—	
重力荷载、水平地震作用及风荷载	1.2	1.3	—	1.4	高度大于60m时考虑
重力荷载、水平地震作用、竖向地震作用及风荷载	1.2	1.3	0.5	1.4	高度大于60m，9度抗震设计时考虑；7度(0.15g)、8度时大跨度结构和长悬臂结构
	1.2	0.5	1.3	1.4	

注 1. 大跨度结构指跨度大于24m的屋架；长悬臂结构指悬臂长度大于2m的悬挑结构。

2. "—"表示不考虑该项荷载或作用。

计算地震作用时，建筑的重力荷载代表值应取结构、设备、构配件重力荷载标准值和可变荷载组合值之和。计算各可变荷载重力荷载代表值时的组合值系数应按表3-4确定。

表3-4 计算重力荷载代表值时的组合值系数

荷载种类	组合值系数
一般设备荷载（管道、设备等正常运行时）	1.0
汽轮机房屋面活荷载	不考虑
雪荷载	0.5
煤斗中的煤、除氧器（包括重力荷载和水重）	0.8
主厂房框架按计算主框架用的楼面活荷载（含除氧煤仓间屋面、不含大件检修安装荷载）计算时	0.7
工艺专业提供全部设备管道荷载，楼面活荷载取2.0kN/m^{2}时	0.5
长期作用的水平荷载（如导线张力）	1.0
长期作用的动力荷载	0.25
吊车悬吊物重力（软钩吊车）	不考虑

三、正常使用极限状态设计

正常使用极限状态设计，对于永久荷载采用标准值作为代表值。可变荷载的代表值按照以下原则确定：按照标准组合设计时，可变荷载采用标准值、组合值作为代表值；按照频遇组合设计时，可变荷载采用频遇值或者准永久值作为代表值；按照准永久组合设计时，应采用可变荷载的准永久值作为其荷载代表值。

可变荷载的组合值等于可变荷载的标准值乘以荷载组合值系数；可变荷载的频遇值等于可变荷载的标准值乘以频遇系数；可变荷载的准永久值等于可变荷载的标准值乘以准永久值系数。

对于正常使用极限状态，应根据不同的设计要求，采用荷载的标准组合、频遇组合或准永久组合，并按下列设计表达式进行设计：

$$S_d \leqslant C \quad (3\text{-}8)$$

式中 S_d——荷载组合的效应设计值；

C——结构或结构构件达到正常使用要求的规定限值，如变形、裂缝、振幅、加速度、应力等的限值，应按各有关建筑结构设计规范的规定采用。

正常使用极限状态验算时，荷载组合的效应设计值S_d按下述规定采用：

荷载标准组合的效应设计值S_d应按下式进行计算：

$$S_d=\sum_{j=1}^{m}S_{Gjk}+S_{Q1k}+\sum_{i=2}^{n}\psi_{ci}S_{Qik} \quad (3\text{-}9)$$

荷载频遇组合的效应设计值 S_d 应按下式进行计算：

$$S_d = \sum_{j=1}^{m} S_{Gjk} + \psi_{f1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{qi} S_{Qik} \tag{3-10}$$

荷载准永久组合的效应设计值 S_d 应按下式进行计算：

$$S_d = \sum_{j=1}^{m} S_{Gjk} + \sum_{i=1}^{n} \psi_{qi} S_{Qik} \tag{3-11}$$

对于结构的正常使用极限状态设计，过去主要是验算结构在正常使用条件下的变形和裂缝，并控制它们不超过限值。其中，相关的荷载效应都是根据荷载的标准值确定的。实际上，在正常使用的极限状态设计时，与状态有关的荷载水平，不一定非以设计基准期内的最大荷载为准，应根据所考虑的正常使用具体条件来考虑。参考国际标准，对正常使用极限状态的设计，当考虑短期效应时，可根据不同的设计要求，分别采用荷载的标准组合或频遇组合；当考虑长期效应时，可采用荷载准永久组合。频遇组合是指永久荷载标准值、主导可变荷载的频遇值与伴随可变荷载的准永久值的效应组合。

正常使用极限状态要求控制的极限标志不一定仅限于变形、裂缝等常见现象，也可延伸到其他特定的状态，如地基承载应力的设计控制，实质上是在于控制地基的沉陷，因此也可归入这一类。

与基本组合中的规定相同，对于标准、频遇及准永久组合，其荷载效应组合的设计值也仅适用于各项可变荷载效应与荷载为线性关系的情况。

火力发电厂结构设计中，可变荷载的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数的取值应按下述规定采用：

（1）发电厂主厂房、其他生产建筑、辅助生产及附属建筑的屋面、楼（地）面活荷载，以及活荷载的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数，可按表3-6～表3-8采用。

（2）设备和管道正常（或非正常）工况可变荷载的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数应取1.0。

（3）贮料仓的贮料荷载，如主厂房原（粉）煤斗中的煤（煤粉）、贮煤筒仓中的煤、灰渣库中的灰渣等可变荷载，其组合值系数、频遇值系数和准永久值系数应取1.0。

（4）生活福利建筑的楼（屋）面活荷载及其组合值系数、频遇值系数、准永久值系数应按GB 50009规定采用。

四、建（构）筑物的安全等级

火力发电厂建（构）筑物应根据结构破坏可能产生后果的严重性，采取不同的安全等级。安全等级应按表3-5确定。结构重要性系数 γ_0 应根据安全等级确定，具体规定如下：一级为1.1；二级为1.0；三级为0.9。

表3-5　火力发电厂建（构）筑物的安全等级

安全等级	建（构）筑物类型
一级	高度不小于200m且单机容量不小于200MW机组的烟囱、主厂房悬吊煤斗、汽机房屋盖的主要承重结构
二级	除一、三级以外的其他生产建筑、辅助及附属建筑物
三级	围墙、自行车棚

第二节　主要荷载及作用

一、一般规定

（一）荷载分类和荷载代表值

1. 荷载分类

结构上的荷载可分为下列三类：

（1）永久荷载：在结构使用期间，其值不随时间变化，或其变化与平均值相比可以忽略不计，或其变化是单调的并能趋于限值的荷载，如结构自重、土压力、预应力等。

（2）可变荷载：在结构使用期间，其值随时间变化，且其变化与平均值相比是不可以忽略不计的荷载，如工艺荷载（设备和管道荷载）、楼（地）面活荷载、屋面活荷载、积灰荷载、吊车荷载、风荷载、雪荷载和温度作用等。

（3）偶然荷载：在结构使用期间不一定出现，一旦出现，其值很大且持续时间很短的荷载，如爆炸力、短路力矩和撞击力等。

2. 荷载代表值

一般情况下，作用在厂房结构上的设备荷载和管道荷载（包括设备及管道的自重，设备、管道及容器中的填充物重，以及动力荷载）可按可变荷载考虑。

正常运行时，作用在厂房结构上的设备和管道荷载（包括设备及管道自重，正常运行时设备、管道及容器中的填充物重，以及动力荷载）、运煤皮带机的水平拉力、导线拉力，可按正常运行工况可变荷载取值。非正常运行时，由设备和管道产生的荷载，如设备管道的事故积粉（积灰）荷载、水压试验荷载、排汽产生的荷载及一般电气设备的短路电流，应按非正常运行工况可变荷载考虑。

事故时的爆炸荷载、设备或管道泄爆门的泄爆荷载、管内流体动量突变（汽锤、水锤）引起的瞬态作用力、汽轮发电机短路力矩荷载，应按偶然荷载取值。

建筑结构设计时，各类荷载应按下列规定采用：

（1）对永久荷载，应采用荷载标准值作为代表值。

（2）对可变荷载，应根据设计要求采用荷载标准值、组合值、准永久值和频遇值作为代表值。对设备和管道在正常（或非正常）运行工况时的可变荷载标准值，应按工艺专业提供的荷载资料采用。

（3）对偶然荷载，应按工艺专业提供的荷载资料采用，并应根据试验资料，结合工程经验和建筑结构的使用特点确定其代表值。

（二）荷载效应组合

发电厂一般建筑结构的荷载及荷载效应组合除应按 GB 50009 的规定采用外，还应符合本手册的要求。

发电厂特殊结构的荷载及荷载效应组合可按本手册相关章节确定。

主厂房结构荷载效应组合应符合下列规定：

（1）主厂房框排架结构荷载效应组合时，不考虑施工安装时大件设备的运输、起吊等临时荷载，一般采取临时措施解决。必要时可对个别构件进行承载力验算，其安全等级可降低一级采用。

（2）主厂房内设备和管道非正常运行工况时的活荷载不参与框排架整体分析的荷载效应组合。但在结构构件及其连接设计时，此类活荷载应参与其他荷载效应组合，结构构件的安全等级不应降低。

（3）对于偶然荷载，如煤粉仓可能发生的爆炸荷载、防爆门泄爆荷载、皮带断裂或拉紧装置坠落冲击荷载等，不考虑参与主厂房框排架结构的荷载效应组合，但应对结构构件进行承载能力验算，并采取构造措施解决，偶然荷载的分项系数可取 1.0。

（三）主厂房框排架结构荷载效应

（1）荷载效应基本组合。主厂房框排架结构荷载效应基本组合应从下列组合中取用最不利的效应设计值，进行承载能力极限状态验算。

1）由可变荷载控制的荷载效应组合可按下式进行确定：

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.3S_{QSk}+\gamma_{QL}S_{QLk}+1.4\times0.7（S_{QRk}或S_{Sk}） \tag{3-12}$$

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.3S_{QSk}+\gamma_{QL}S_{QLk}+1.4\times0.7（S_{QRk}或S_{Sk}） \tag{3-13}$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.3S_{QSk}+\gamma_{QL}S_{QLk}+1.4\times0.7（S_{QRk}或S_{Sk}）+1.4\times0.7S_{Ck} \tag{3-14}$$

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.3S_{QSk}+\gamma_{QL}S_{QLk}+1.4\times0.7（S_{QRk}或S_{Sk}）+1.4\times0.7S_{Ck} \tag{3-15}$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.3S_{QSk}+\gamma_{QL}S_{QLk}+1.4\times0.7（S_{QRk}或S_{Sk}）+1.4\times0.7S_{Ck}+1.4\times0.6S_{Wk} \tag{3-16}$$

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.3S_{QSk}+\gamma_{QL}S_{QLk}+1.4\times0.7（S_{QRk}或S_{Sk}）+1.4\times0.7S_{Ck}+1.4\times0.6S_{Wk} \tag{3-17}$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.3S_{QSk}+\gamma_{QL}S_{QLk}+1.4（S_{QRk}或S_{Sk}）+1.4\times0.7S_{Ck}+1.4\times0.6S_{Wk} \tag{3-18}$$

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.3S_{QSk}+\gamma_{QL}S_{QLk}+1.4（S_{QRk}或S_{Sk}）+1.4\times0.7S_{Ck}+1.4\times0.6S_{Wk} \tag{3-19}$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.3S_{QSk}+\gamma_{QL}S_{QLk}+1.4（S_{QRk}或S_{Sk}）+1.4S_{Ck}+1.4\times0.6S_{Wk} \tag{3-20}$$

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.3S_{QSk}+\gamma_{QL}S_{QLk}+1.4（S_{QRk}或S_{Sk}）+1.4S_{Ck}+1.4\times0.6S_{Wk} \tag{3-21}$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.3S_{QSk}+\gamma_{QL}S_{QLk}+1.4\times0.7（S_{QRk}或S_{Sk}）+1.4\times0.7S_{Ck}+1.4\times S_{Wk} \tag{3-22}$$

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.3S_{QSk}+\gamma_{QL}S_{QLk}+1.4\times0.7（S_{QRk}或S_{Sk}）+1.4\times0.7S_{Ck}+1.4\times S_{Wk} \tag{3-23}$$

式中 S_{Gk}——永久荷载标准值的荷载效应；

S_{QSk}——设备及管道活荷载标准值的荷载效应；

S_{QLk}——楼面活荷载标准值的荷载效应；

S_{QRk}——屋面活荷载标准值的荷载效应；

S_{Sk}——雪荷载标准值的荷载效应；

S_{Ck}——吊车荷载标准值的荷载效应；

S_{Wk}——风荷载标准值的荷载效应；

γ_{QL}——楼面活荷载系数，即荷载分项系数与组合值系数的乘积。

当楼面活荷载标准值按表 3-6 取值时，荷载分项系数可取 1.3（大于 4.0kN/m^2 时）或 1.4，组合值系数按表 3-6 取值；当工艺专业提供全部设备和管道荷载，楼面活荷载按 2.0kN/m^2 取值时，其组合值系数取 0.7。

2）由永久荷载或风荷载控制的荷载效应组合可按下式进行计算：

$$S_d=1.35S_{Gk}+1.3S_{QSk}+\gamma_{QL}S_{QLk}+1.4\times0.7（S_{QRk}或S_{Sk}）+1.4\times0.7S_{Ck} \tag{3-24a}$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.3S_{QSk}+\gamma_{QL}S_{QLk}+1.4\times0.7（S_{QRk}或S_{Sk}）+1.4\times0.6S_{Wk}+1.4\times0.7S_{Ck} \tag{3-24b}$$

3）由地震作用效应与其他荷载效应的组合应按下式进行确定，风荷载组合值系数可取为 0（高度超过 60m 时应取 0.2）。

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.2S_{QSk}+1.2S_{CD}+1.2\times0.5S_{Sk}+1.2\gamma_E S_{QLk}+1.3S_{Ek} \tag{3-25}$$

式中 S_{Ek}——地震作用标准值的效应；

S_{CD}——吊车自重荷载的荷载效应；

γ_E——确定可变荷载的重力荷载代表值时的组合值系数，按表 3-4 确定。

（2）主厂房框排架结构进行正常使用极限状态验算时，应取荷载准永久组合并考虑长期作用影响的效应设计值。荷载准永久组合应按下式进行确定：

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.0S_{QSk}+\psi_{QL}S_{QLk} \tag{3-26}$$

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.0S_{QSk}+\psi_{QL}S_{QLk}+\psi_S S_{Sk} \tag{3-27}$$

式中 ψ_{QL}——楼面活荷载的准永久值系数，应按表 3-6 取值；

ψ_S——雪荷载的准永久值系数，应按 GB 50009 确定。

（3）温度作用效应参与其他荷载效应组合时，温度作用的分项系数可取 1.4，组合值系数可取 0.6，频

遇值系数可取 0.5，准永久值系数可取 0.4。

二、屋面、楼（地）面活荷载

发电厂建（构）筑物的屋面、楼（地）面活荷载应考虑在生产使用、检修和施工安装过程中，由设备、管道、材料堆放和运输工具等重物所引起的荷载，以及所有设备、管道支吊架等作用于土建结构上的荷载。

当工艺专业提供全部设备和管道荷载时，楼面活荷载可按 $2.0kN/m^2$ 取值，其组合值系数和准永久值系数分别为 0.7 和 0.6。

当工艺专业提供主要设备及管道荷载［主要有除氧器、高（低）压加热器、给煤机、粗（细）粉分离器、螺旋输粉机、工业水箱、煤斗和荷载量级相当的其他设备，以及主蒸汽、再热蒸汽、旁路、主给水、一次风、煤粉系统管道和荷载量级相当的其他管道］时，楼面活荷载可按照表 3-6 中计算主框架用的楼（屋）面活荷载取值。

设计楼面构件时，楼（屋）面活荷载可按表 3-6 采用，但板肋（次梁或连梁）尚应计入设备和管道荷载（表盘、低压开关柜等一般设备荷载不再考虑）。电缆夹层的电缆荷载一般不再重复计入。

当工艺布置无特殊要求时，其他生产、辅助生产及附属建筑物的屋面、楼（地）面活荷载可按表 3-7 及表 3-8 取用。

主厂房及其他生产、辅助生产及附属建筑物的屋面可不考虑积灰荷载。

表 3-6　火力发电厂主厂房屋面、楼（地）面活荷载标准值及组合值系数、频遇值系数和准永久值系数

序号	名称	标准值（kN/m^2）			计算次梁、预制板主肋折减系数[7]		计算主梁（柱）时折减系数[7]	计算主框排架用楼（屋）面活荷载标准值[5]（kN/m^2）	组合值系数	频遇值系数	准永久值系数	备注
		单机组容量 MW 级										
		≤125	200～300	600～1000[8]	6m≤柱距<9m	9m≤柱距≤12m						
一、汽机房												
1	0.00m 层											
	地下室顶板集中检修场地[1]	15～20	25～30	40	0.8	0.7	0.7	—	0.7	0.7	0.5	
	地下室顶板一般区域	10	10～20	20	0.8	0.7	0.7	—	0.7	0.7	0.5	
	集中检修区域地面	20～30	40	40	—	—	—	—	—	—	—	
	其他空闲地面及钢筋混凝土盖板[2]	10	10	10	—	—	—	—	0.7	0.7	0.5	
	钢盖板（钢格栅板）	2～4	4	4	—	—	—	—	0.7	0.7	0.5	
2	加热器平台中间层											
	加热器平台管道层	4	6	6	0.8	—	0.8	3～4	0.8	0.8	0.7	
	高、低压加热器平台[3]	10（4）	10（6）	10～12[10]	0.8	—	0.8	5～8	0.8	0.8	0.7	
	给水泵运转层平台及给水泵基座平台	—	15	15	0.8	—	0.7	8	0.7	0.7	0.6	
3	汽轮发电机基座中间层平台	4	6	10	0.8	—	0.7	—	0.8	0.8	0.7	
4	汽机房运转层											
	加热器平台一般区域楼板（包括固定端平台）	8～10	10	15	0.8	—	0.7	6～10	0.7	0.7	0.5	

续表

序号	名称	标准值（kN/m²）			计算次梁、预制板主肋折减系数[⑦]		计算主梁（柱）时折减系数[⑦]	计算主框排架用楼（屋）面活荷载标准值[③]（kN/m²）	组合值系数	频遇值系数	准永久值系数	备注
		单机组容量 MW 级										
		≤125	200～300	600～1000[⑤]	6m≤柱距<9m	9m≤柱距≤12m						
	扩建端山墙悬挑走道平台	4	4	4	0.8	—	0.7	3	0.7	0.7	0.5	
	汽轮发电机检修区域楼板及汽轮机基座平台	15～20[④]	25～30[④]	25～40[④]	0.8	—	0.7	10～20	0.7	0.7	0.5	
	A 排柱悬臂平台[⑤]	4	6	6	1.0	1.0	—	4	0.75	0.7	0.6	
	B 排柱悬臂平台[⑤]	8	10	10	1.0	1.0	—	5～6	0.75	0.7	0.6	
	钢盖板（钢格栅板）	4	4	4	—	—	—	—	0.7	0.7	0.5	
5	汽机房屋面[⑥]	1	1	1	1.0	1.0	0.7	0.5～0.7	0.7	0.5	0.2	
二、除氧间												
6	厂用配电装置楼面[⑥]	6（10）	6（10）	10（10）	0.8	0.7	—	3（6）	0.95	0.9	0.8	括号内数值用于高压（>380V）配电装置
7	通风层、电缆夹层楼面	4	4	4	0.7	0.7	—	3	0.95	0.9	0.7	
8	运转层（管道层）楼面	6～8	6～8	10	0.8	0.7	—	5～6	0.9	0.9	0.7	
9	其他（非运转层）管道层楼面	4	4	6	0.8	0.7	—	3（4）	0.9	0.9	0.7	括号内数值用于600～1000MW级
10	除氧器层楼面[①]	4	6	10	0.7	0.7	—	3～4（4～6）	0.9（0.8）	0.9（0.8）	0.7（0.6）	
11	除氧间屋面	4（2）	4（2）	4（2）	0.7	0.7	—	3（1）	0.7	0.6	0.4	括号内数值用于该层无任何设备管道荷载，施工安装时仅有小量零星材料堆放时
三、煤仓间												
12	0.00m 磨煤机地坪	15	20	20	—	—	—	—	—	—	—	
13	运转层楼面	6～8	6～8	10	0.8	0.7	—	5～6	0.9	0.9	0.7	
14	给粉机平台	4	4	4	0.7	0.7	—	3	0.9	0.9	0.7	
15	煤斗层楼面	4	4	4	0.7	0.7	—	3	0.9	0.9	0.7	
16	皮带层楼面	4	4	5	1.0	0.8	—	3	0.9	0.9	0.7	

续表

序号	名称	标准值（kN/m²）			计算次梁、预制板主肋折减系数⑦		计算主梁（柱）时折减系数⑦	计算主框排架用楼（屋）面活荷载标准值③（kN/m²）	组合值系数	频遇值系数	准永久值系数	备注
		单机组容量 MW 级										
		≤125	200～300	600～1000⑨	6m≤柱距<9m	9m≤柱距≤12m						
17	皮带机头部传动装置楼面	10	10	10	0.7	0.7	—	6	0.9	0.9	0.7	由工艺专业提供。当皮带宽度小于或等于1.2m时可按10kN/m²采用
18	煤仓间屋面	4（2）	4（2）	4（2）	0.7	0.7	—	3（1）	0.7	0.6	0.4	括号内数值用于该层无任何设备管道荷载，施工安装时仅有小量零星材料堆放时
19	除氧间、煤仓间非运转层的各层悬臂平台	4	4	4	0.8	0.7	—	3	0.9	0.9	0.7	
20	除尘间、屋顶水箱间	4	4	4	0.8	0.7	—	3	0.7	0.6	0.4	水箱、除尘设备荷载由工艺专业提供
四、锅炉房												
21	0.00m 地坪及钢筋混凝土沟盖板②	10	10	20	—	—	—	—	0.7	0.7	0.5	
22	钢筋混凝土运转层楼面	8	8	10	0.8	0.7	0.7	6	0.8	0.8	0.6	
	钢格栅运转层楼面	4	4	4	0.8	0.7	0.7	3	0.7	0.7	0.5	
23	炉架非运转层的钢筋混凝土平台	4（6）	4（6）	—	0.7	0.7	—	3（4）	0.7	0.7	0.5	括号内数值仅用于顶层平台
24	锅炉房屋面⑧	1	1	—	1.0	1.0	0.7	0.5～0.7	0.7	0.6	0.2	
25	炉顶小室屋面③	1	1	1	1.0	1.0	0.8	—	0.7	0.6	0.0	
五、其他												
26	集中控制室：控制室楼面	4	4	10	0.8	0.8	0.7	3（6）	0.9	0.9	0.7	括号内数值用于600～1000MW级
	集中控制室：继电器室、蓄电池室楼面	6	8	10	0.8	0.8	0.7	4（6）	0.9	0.9	0.7	

续表

序号	名称		标准值（kN/m²）			计算次梁、预制板主肋折减系数⑦		计算主梁（柱）时折减系数⑦	计算主框排架用楼（屋）面活荷载标准值⑧（kN/m²）	组合值系数	频遇值系数	准永久值系数	备注
			单机组容量 MW 级										
			≤125	200～300	600～1000⑨	6m≤柱距<9m	9m≤柱距≤12m						
26	集中控制室	电缆夹层	4	4	4	0.7	0.7	—	3	0.95	0.9	0.7	
		空调机房	7	7	7	0.8	0.8	0.7	—	0.9	0.9	0.8	
		屋面	1	1	1	1.0	1.0	0.7	0.7	0.7	0.6	0.2	当有机具、材料堆放时按本表30项取值
27	电梯间机房联络平台		4	4	4	—	—	0.7	—	0.9	0.9	0.7	机房楼面荷载由厂家提供
28	主厂房各层钢操作平台		2～4	2～4	2～4	—	—	0.7	1	0.7	0.7	0.5	当运行检修中有可能放置阀门等较重的零部件时用大值
29	除氧间、煤仓间钢筋混凝土楼梯（包括钢结构主楼梯）		4	4	4	—	—	—	—	0.7	0.7	0.5	
30	主厂房一般钢楼梯		2	2	2	—	—	—	—	0.7	0.6	0.5	
31	可能堆放安装机具、保温材料的其他生产建筑物（含集控楼）屋面		4	4	4	0.8	0.7	0.7	—	0.7	0.6	0.4	

① 当发电机静子在汽机房地下室顶板上拖运，以及除氧器、加热器需在楼（地）面上拖运时，其对楼（地）面产生的荷载应根据实际拖运方案，采取临时性措施解决。

② 汽机房、锅炉房±0.00m 设备运行检修（风扇磨煤机、钢球磨煤机等检修）通道部分的钢筋混凝土沟盖板及沟道（包括隧道）应按实际产生的集中（或均布）活荷载进行计算。安装时的临时重件设备运输起吊通道对地下设施产生的荷载，应采取临时性措施解决。

③ 当柱距小于 9m 时取大值，柱距为 9～12m 时取小值。

④ 表中高、低压加热器楼面活荷载也适用于放在除氧间的卧式加热器楼面，表中括号内数值仅用于汽机房内的 125MW 及 200MW 级加热器平台的低压加热器布置，但均以工艺提供的荷载为准。

⑤ 不包括汽轮机横向布置时转子安装检修对平台产生的荷载。当需要将转子支承在平台上时，应由工艺专业提供荷载。当汽轮机纵向布置，需要在汽轮机运转层平台与 A（B）排悬臂平台搭设临时安装检修平台时，A（B）排楼板边梁（或板肋）的楼面活荷载可按 10kN/m² 取用。

⑥ 表中汽轮机房、锅炉房屋面（包括炉顶小室屋面）活荷载仅适用于钢筋混凝土不上人屋面。屋顶通风机检修通道荷载应由工艺专业提供。

⑦ 次梁（板主肋）折减系数不应与主梁（柱）折减系数同时考虑。

⑧ 低压（≤380V）配电装置楼面荷载由工艺专业提供，对一般盘柜可按表列 6kN/m² 采用。

⑨ 表中 600～1000MW 级机组荷载值，当设计有依据时，允许进行调整。

⑩ 加热器采用双列平行布置时可取大值。

⑪ 检修区荷载可按大件堆放图的等效荷载确定，当发电机转子、汽轮机高（低）压转子的堆放活荷载超过表中数值时，应采取定点堆放，并另行计入其荷载。当进行汽轮发电机基座动力性能分析和弹簧隔振平台的弹簧设计时，运转层基座范围的楼面活荷载可按制造厂要求或实际情况采用。

表 3-7 火力发电厂其他生产建筑物屋面、楼（地）面活荷载

序号	名称	标准值 (kN/m²)	组合值系数	频遇值系数	准永久值系数	主梁（柱）折减系数	备注
一、主控制楼							
1	主控制室、继电器室及通信室楼面①	4	1.0	0.9	0.8	0.7	
2	电缆夹层楼面	3	0.8	0.9	0.8	0.7	
3	楼梯	2.5	0.7	0.6	0.5	—	
4	不上人屋面	0.7	0.7	0.5	0.0	1.0	
二、屋内配电装置							
5	电容器室楼面	4~9	0.9	0.9	0.8	0.7	活荷载标准值按等效均布活荷载计算
6	屋内配电装置楼面						
	3、6、10kV 屋内配电装置楼面	4~7	0.9	0.9	0.8	0.7	每组开关重量大于 8kN 时，由工艺提供
	35kV 屋内配电装置楼面	4~8	0.9	0.9	0.8	0.7	每组开关重量大于 12kN 时，由工艺提供
	110kV 屋内配电装置楼面	4~10	0.9	0.9	0.8	0.7	仅限于每组开关重量不大于 36kN 时
	110、220kV 屋内 GIS 组合电器楼面	10	0.9	0.9	0.8	0.7	
	500kV GIS 组合电器楼面②		0.9	0.9	0.8	0.7	按实际计算
7	楼梯	2.5	0.7	0.6	0.5	—	
8	屋面	0.7	0.7	0.5	0.0	1.0	
9	室外阳台	4	1.0	0.9	0.8	0.9	作为吊装设备使用时，按实际重量计算
三、卸煤装置建筑物							
10	卸煤沟沿铁路线楼面	10	1.0	0.95	0.8	1.0	
11	绞车房楼面	10	0.8	0.7	0.7	0.8	
12	翻车机室						
	±0.00m 楼（地）面	10	1.0	0.95	0.7	0.8	
	各层钢筋混凝土平台	4	0.8	0.7	0.7	0.8	
	屋面	0.7	0.7	0.7	0.0	0.7	
四、贮煤装置建筑物							
13	干煤棚屋面③	0.7	0.7	0.7	0.0	—	
14	贮煤筒仓						
	皮带机楼面	4~6	0.8	0.7	0.6	0.8	
	皮带机头部传动装置楼面	10	0.9	0.9	0.7	0.8	由工艺提供，一般可按 10kN/m² 采用
	屋面	0.5	0.5	0.5	0.0	0.7	不上人屋面
五、运煤装置建筑物							
15	运煤栈桥④						

续表

序号	名　称	标准值（kN/m^2）	组合值系数	频遇值系数	准永久值系数	主梁（柱）折减系数	备　注
	楼面[④]	3～4	0.7	0.7	0.7	0.6	
	屋面	0.7	0.7	0.6	0.0	0.8	
16	地下运煤隧道	3～4	0.7	0.7			
17	转运站						
	楼面	4	0.8	0.7	0.7	0.7	
	皮带机头部传动装置楼面	10	1.0	0.9	0.7	0.8	由工艺提供，一般可按 $10kN/m^2$ 采用
	屋面	0.7	0.7	0.7	0.0	0.8	
18	地下煤斗间楼面	4	0.8	0.7	0.7	0.8	
19	采光室屋面	0.7	0.7	0.7	0.0	0.7	
六、碎煤机室[⑥]							
20	皮带机层						
	皮带机楼面	4	0.8	0.8	0.7	0.8	
	皮带机头部传动装置楼面	10	1.0	0.9	0.7	0.8	由工艺提供，一般可按 $10kN/m^2$ 采用
21	煤筛层楼面	4	1.0	0.9	0.7	0.8	
22	碎煤机层楼面	10～20[⑤]	1.0	0.9	0.7	0.7	
23	碎煤机室底层	4（10）	1.0	0.9	0.7	0.8	括号内数值仅用于底层为地坪时
24	碎煤机室屋面	0.7	0.7	0.7	0.0	0.7	
七、化学水处理室							
25	各层楼面	3	0.7	0.7	0.5	0.8	由工艺提供，一般可按 $3kN/m^2$ 采用
26	试验室	3	0.8	0.7	0.5	0.8	
27	楼梯	3	0.7	0.7	0.5	—	
28	屋面	0.7	0.7	0.7	0.0	0.7	
八、灰渣泵房							
29	楼面	10	1.0	0.9	0.7	0.7	
30	进口部分悬臂平台	20～30	1.0	0.9	0.5	0.7	
31	其他悬臂平台	4	0.8	0.8	0.7	0.8	
32	屋面	0.7	0.7	0.7	0.0	0.8	
九、干灰库							
33	中间运转层楼面	4	0.8	0.7	0.7	0.7	
34	库顶层楼（屋）面	4	0.8	0.7	0.7	0.7	
35	小室屋面	0.7	0.7	0.7	0.0	0.8	
十、气力除灰楼							
36	运转层楼面	4	0.8	0.7	0.7	0.7	
37	灰斗层楼面	4	1.0	0.8	0.7	0.7	
38	屋面	2	0.7	0.7	0.4	0.7	
十一、脱硫建筑物							

续表

序号	名称	标准值 (kN/m²)	组合值系数	频遇值系数	准永久值系数	主梁（柱）折减系数	备注
39	配电装置楼面	6	0.9	0.8	0.8	0.7	
40	控制室楼面	4	0.8	0.8	0.8	0.7	
41	电缆夹层楼面	4	0.7	0.7	0.7	0.7	
42	制浆楼楼面	4	0.8	0.7	0.7	0.7	
43	石膏脱水间楼面	4	0.8	0.7	0.7	0.7	
44	石灰石仓顶输送层	4	0.7	0.7	0.7	0.7	
45	楼梯	3.5	0.7	0.5	0.5	—	
46	废水处理车间	4	0.7	0.7	0.7	0.7	
十二、沟盖板[⑥]							
47	室内沟盖板	4	1.0	1.0	0.5	—	有安装检修荷载时，按实际荷载采用
48	室外沟盖板	4	1.0	1.0	0.5	—	有安装检修荷载时，按实际荷载采用

① 当电缆层的电缆吊在主控制室、继电器室的楼板下时，应按实际荷载考虑。

② 500kV GIS 组合电器楼面活荷载由工艺提供。

③ 当干煤棚屋面采用压型钢板、玻璃钢及石棉瓦等轻屋面时，其屋面活荷载按 0.3kN/m² 采用。

④ 当皮带宽度为 1.2～1.4m 时，栈桥桥面活荷载一般按 4kN/m² 采用；当皮带宽度大于 1.4m 时，按实际荷载考虑。

⑤ 碎煤机室框架按下列两种荷载效应组合，并取其中最不利组合进行设计：按安装情况组合时，楼面活荷载及主梁（柱）折减系数按本表采用，活荷载分项系数取 1.3；按运行检修情况组合时，碎煤机荷载按设备标准荷载乘动力系数加相应的楼面活荷（4kN/m²）。

⑥ 表中数值仅用于露出地面的沟盖板，当沟盖板埋于地下时，除应考虑覆土层荷载外，尚应根据地面有无通行车辆、堆放材料等情况，按实际可能产生的荷载采用，但不得小于 4kN/m²。

表 3-8　　辅助生产及附属建筑物屋面、楼（地）面活荷载

序号	名称	标准值 (kN/m²)	组合值系数	频遇值系数	准永久值系数	主梁（柱）折减系数	备注
1	生产办公楼						
	生产试验室[①]	4	0.7	1.0	0.7	0.8	
	生产办公楼中检修间[②]	8	0.7	1.0	0.7	0.8	
2	行政办公楼						
	办公室、会议室、职工培训	2	0.7	0.6	0.5	0.8	
	科技档案室[③]	3～5	0.9	0.9	0.8	0.8	
3	材料库、中心修配厂						
	地面	10～15	1.0	0.95	—	—	可按实际情况采用
	楼面	8	1.0	0.95	0.8	0.8	
	屋面	0.7	0.7	0.7	0.0	0.8	
4	主厂房至各建筑物的天桥						
	楼面	3	0.7	0.7	0.7	0.9	
	屋面	0.7	0.7	0.7	0.0	0.9	

注 生产行政办公楼内的计算机机房、空调机房、蓄电池间及其他设备间荷载由工艺专业提供。

① 生产办公楼内生产试验室楼层布置设备较轻的检修间（热工仪表、电气检修间等），其活荷载可按 4kN/m² 采用。

② 设计生产办公楼时，应将有重件检修的检修间布置在±0.000m 层，地坪活荷载可按 8kN/m² 采用。

③ 一般资料档案室楼面活荷载取小值，设置多行排列书架时取大值。采用密集柜时，应按有关规定取值。

三、工艺荷载

发电厂主厂房工艺荷载按照专业不同，可分为汽机、锅炉、运煤、电气与热控、化学、采暖通风等专业的荷载；按照作用形式不同，可分为集中荷载、均布荷载。工艺荷载应按照工艺专业提供的荷载资料取值。

（1）汽机、锅炉专业荷载分为设备及检修荷载、管道荷载、检修起吊荷载、大件安装及检修荷载等。设备和管道荷载按照作用工况可分为正常运行工况荷载和非正常运行工况（如事故积粉、积水、堵煤，水压试验及管路清洗、蒸汽排放等）荷载。露天设备和管道还应考虑风雪荷载。

主厂房楼层上的设备主要包括汽动给水泵（隔振布置）、主油箱、除氧器、高（低）压加热器、给煤机、煤仓、工业水箱（屋顶消防水箱、闭式膨胀水箱、轴封冷却器）等。

管道荷载指工艺管道结构荷载，经管道工作荷载修正后得来。管道荷载按荷载大小分为主要管道荷载、一般管道荷载和小管道荷载。主要管道指主蒸汽、再热蒸汽、旁路、主给水、一次风、煤粉系统管道和荷载量级相当的其他管道，其荷载占全部管道荷载总量的75%～80%；小管道（ϕ89以下）荷载总量不足3%，单点荷载也较小，一般可以忽略。

为减少主厂房地下沟道和直埋管道，一些辅助机械设备循环冷却水管道由地下改为底层悬吊，且管径大和单吊点荷载较大，如开式、闭式循环水管道等，应计入主要管道荷载；当汽机房内套装润滑油管道、主汽门等荷载时，其管径大和单吊点荷载较大，也应计入主要管道荷载。

检修起吊荷载主要包括汽机房行车、磨煤机过轨悬挂吊车、设备检修单轨等荷载。

汽机房运转层大件设备包括汽轮发电机设备安装临时堆放荷载，应根据工艺提供的大件设备布置图确定。

发电机定子吊装过程中作用在吊车梁和主厂房框排架结构上的临时荷载，以及除氧器、加热器安装时在楼面上产生的拖运临时荷载，可不参与主厂房框排架结构整体分析时的荷载效应组合，但应对承受该临时安装荷载的梁（柱）进行承载能力验算。

（2）煤仓间皮带层、皮带机头部区的运煤专业荷载可按安装检修和运行两种工况取值。运煤专业荷载包括皮带机自重、煤重、犁煤器及尾部设备重、皮带拉力等，皮带尾部设备包括改向滚筒、尾部支架以及清扫器、护罩、缓冲床、导料槽、遮拦和支架等，尾部上方设检修单轨吊。皮带机头部区域楼面布置有驱动装置。皮带层楼面在安装检修工况时的楼面活荷载标准值可按表3-6中的等效均布活荷载取用，但不包括皮带卷及皮带接头所产生的楼面荷载，应将其设置于头部传动装置楼面。对于不同皮带宽度也可按表3-9进行调整。运行工况时的楼面活荷载可取2.0kN/m^2。

表3-9　　皮带层安装荷载

皮带宽度（m）	楼面活荷载标准值（kN/m^2）	备　注
<1.2	3.0	皮带卷均置于头部传动装置楼面，长皮带接头在头部传动装置楼面上完成。 卸料小车设备荷载应单独计列
1.2	4.0	
1.4	5.0	
1.6	6.0	

皮带机头部区域楼面布置有驱动装置及其支架、传动和改向滚筒、漏斗、头部支架以及清扫器、护罩、支架和托滚等，头部上方设单梁吊车。安装工况应考虑放置设备零部件及安装机具，楼面活荷载可按表3-6取值。

皮带拉力应根据工艺专业的荷载资料确定，框排架计算应取正常运行工况的荷载标准值。

（3）电气与热控专业荷载包括集中控制室、配电装置、电子设备间、继电器室、蓄电池室及电缆夹层等楼面活荷载，以及电缆桥架荷载、发电机封闭母线等荷载。

机组集中控制室布置有机组电视显示屏及主机、操作员站和系统工作站、打印机等，楼面可按等效均布活荷载4kN/m^{2}采用。当布置有继电器室、蓄电池等设备时，楼面活荷载取值应提高。

厂用配电装置分为低压（380V、380/220V）、高压（10kV）两个等级，室内布置有电源进线柜、馈线柜、母线电压互感器柜、开关柜、通信等盘柜，盘间净距为2000～3000mm，重量在1.5t以内，楼面等效均布活荷载可按表3-6取值。

室内部分区域还可能布置有蓄电池、干式变压器、变频柜等荷载较大（通常大于3t）的设备。对于框排架计算的楼面活荷载按表3-4取值时，应对其等效均布荷载进行复核。

电子设备间室内布置有控制和检测用机柜，汽轮机、锅炉及DCS电源柜，UPS和保安电源柜，闭路电视柜等，其楼面活荷载可按表3-6厂用配电装置楼面荷载取值。

电缆支承式布置的电缆夹层的楼面活荷载可按表3-4取等效均布荷载。当电缆支架系吊在其楼板下时，应按实际荷载另行计入。

电缆桥架布置较为集中的区域，应单独计列荷载，一般情况下应由工艺专业提供。当缺乏资料时，可根

据电缆层数按以下规定采用：2 层电缆桥架荷载可按 3kN/m 取值，3 层电缆桥架可取 4.5kN/m，4 层则为 6kN/m，吊点间距一般为 1.5～2.0m。

（4）主厂房内楼层的水务专业用房一般有化学加药及控制室、消防气瓶间等楼面活荷载，可根据工艺专业提供的设备荷载等效荷载取值。

（5）工艺专业在计算管道竖向荷载时，对管道竖向荷载中的管道自重、管道零部件自重、保温结构自重和烟风道顶部设置的通行平台自重，乘以 1.4 的荷载修正系数后，再叠加上介质重力等其他竖向荷载作为管道竖向荷载标准值提供给土建专业。荷载修正系数考虑了荷载分配不准的误差（3%）、管子自重偏差（10%）、支吊架零部件自重偏差（10%）、保温结构容重偏差（7%）和安装误差（10%）等因素。支吊架零部件自重在荷载计算中以荷载修正系数考虑，因此修正后的荷载包含支吊架结构自重。在进行结构设计时，土建结构专业对管道竖向荷载乘以荷载分项系数 1.3。荷载分项系数考虑了管道自重可能大于额定重量、保温层可能更换材料而增加重量等因素。这两个系数之间存在部分重叠现象，具体重叠多少难以定量确定。因此，计算主厂房框排架结构荷载基本组合时，可将按 DL/T 5095—2013《火电厂和核电厂常规岛主厂房荷载设计技术规程》第 4.3.5 条第 1 款原则确定的竖向管道荷载乘以折减系数 0.9。也就是说，工艺专业仅是对以下 4 项之和乘以了 1.4 的修正系数：

1）管子自重，包括管子金属、内贴角钢、加固肋、内撑杆和防磨件等的自重。

2）管道零部件自重，包括阀门、风门、法兰及连接件、弯头、三通、流量测量装置、补偿器、锁气器、人孔门和其他零部件的自重。

3）管道及零部件的保温结构自重。

4）风道顶部设置的通行平台自重。

四、吊车荷载

吊车荷载除应满足 GB 50009 的规定外，还应符合下列规定：

（1）汽机房、灰浆泵房、修配厂、检修间及引风机室等的吊车按工作级别 A1～A3 取值；燃煤及除灰建筑的桥式抓斗吊车按工作级别 A6、A7 取值。

（2）主厂房吊车的竖向荷载和水平荷载。

1）汽机房吊车一般按两台设置，工作级别为 A1～A3（即轻级工作制）、软钩吊车。

2）汽机房吊车荷载应根据起重机制造厂的产品资料图确定，吊车的基本数据应包括吊车额定起重量（主钩/副钩）、吊车最大轮压、吊车整机自重 Q_1、小车自重 g、吊车跨度、吊车最大宽度及轮距等。

3）汽机房设有一台吊车时，吊车荷载应按 GB 50009 采用。

4）汽机房设有两台吊车时，吊车荷载应按下列规定采用：

a. 计算吊车梁及其支承牛腿时，竖向荷载及水平荷载均按两台吊车额定起重量考虑，不考虑吊车荷载的折减。

b. 计算主厂房框排架结构时，吊车竖向荷载按一台额定起重量考虑，另一台仅考虑自重作用。

c. 计算主厂房框排架结构时，吊车横向水平荷载仅考虑一台额定起重量；吊车纵向水平荷载应按两台吊车同时同向刹车考虑。计算刹车轮的轮压时，相应的两台吊车竖向荷载一台按吊车额定起重量，另一台仅考虑自重进行计算。

5）吊车单个轮的作用荷载可按以下要求确定：

竖向荷载标准值 P_k 可按式（3-28）确定：

$$P_k = P_{k\max} \tag{3-28}$$

横向水平荷载标准值 T_k 可按式（3-29）、式（3-30）确定：

当额定起重量为 16～50t 时，有

$$T_k = 0.10 \times \frac{Q_1 + g}{n} \tag{3-29}$$

式中 n ——桥式吊车一侧的轮数。

当额定起重量不小于 75t 时，有

$$T_k = 0.08 \times \frac{Q_1 + g}{n} \tag{3-30}$$

纵向水平荷载标准值 T 可按式（3-31）确定：

$$T_k = 0.10 \times nP_{\max} \tag{3-31}$$

式中 n ——桥式吊车一侧的所有刹车轮数。

当汽机房设两台吊车时，计算吊车梁及其支承牛腿所用的吊车竖向荷载和水平荷载均按两台吊车额定起重量考虑，这主要是因为吊车抬吊发电机静子及吊车安装后均要做超载试验。

600MW 及以上机组发电机静子重一般超过 300t，远远超过汽机房吊车的起吊能力。为确保施工安全及安装质量，一般由设备安装单位提供专用运输及提升装置起吊就位。根据不同的运输、起吊方式，有以下几种安装方式：专用吊装设施直接就位；专用吊装设施及拖运就位；专用吊装设施跨越拖运就位；利用汽机房吊车加固吊装等。

五、风荷载

1. 基本风速与基本风压

基本风速是采用年最大风速值为统计样本并按极值 I 型的概率分布和一定的重现期，在规定的高度、地貌和时距所确定的风速。GB 50009 规定以 10m 为

标准高度、在空旷平坦的场地、时距为 10min 的平均风速作为基本风速测量标准。我国与许多国家一样，最大风速的重现期采用 50 年，其超越概率为 2%，保证率为 98%。

基本风压值应按工程厂址的水文气象资料确定，且不应小于 GB 50009 给出的 50 年一遇的风压值，以及不得小于 0.35kN/m²。

基本风压按式（3-32）计算：

$$w_0=\frac{1}{2}\rho v_0^2 \qquad (3\text{-}32)$$

式中 v_0——基本风速，m/s；

ρ——空气密度，t/m³，可近似取ρ=0.00125e$^{-0.0001z}$，z 为海拔高度（m）。

基本风压的确定涉及标准地貌、标准高度、标准时距、风速样本和重现期五个主要因素。

（1）非标准地貌换算。世界大部分国家基本风压都是按空旷平坦地面处的风速计算，如果地貌不同，则风压也不相同。我国是按 10m 高度、梯度风高度为 350m、地面粗糙度指数为 0.15（B 类地貌）来确定基本风压的。目前多数国家均采用 10m 为标准高度，如美国、加拿大、澳大利亚等，日本采用 15m，巴西、挪威采用 20m 为标准高度。当地貌不同时，可按式（3-33）进行换算：

$$w_{0a}=3.12\left(\frac{H_{Ga}}{Z_{sa}}\right)^{-2\alpha_s}\omega_0 \qquad (3\text{-}33)$$

式中 w_{0a}——换算后的基本风压，kN/m²；

H_{Ga}——其他国家标准规定的标准地貌梯度风高度，m；

Z_{sa}——其他国家标准规定的标准地貌的标准高度，m；

α_s——其他国家标准规定的标准地貌的粗糙度指数；

w_0——中国基本设计风压，kN/m²。

（2）非标准时距换算。平均风速的大小与时距的取值有很大关系。时距越短，则平均风速越大，反之亦然。国际上各个国家规定的标准时距差异较大，英国、美国以及澳大利亚采用 3s 为标准时距，加拿大采用 1h 为标准时距，中国及丹麦等国家采用 10min 为标准时距，表 3-10 为各种不同时距与 10min 时距风速换算比值统计结果，供设计时参考。

表 3-10 各种不同时距与 10min 时距风速换算比值

时距	1h	10min	5min	2min	1min	0.5min	20s	10s	5s	3s	瞬时
比值	0.94	1.0	1.07	1.16	1.20	1.26	1.28	1.35	1.39	1.42	1.5

（3）不同重现期换算。风荷载取值是选取比平均值大许多的某一分位值，使得出现该值的时间间隔为期望时间，该间隔即为重现期。不同的重现期，反映了不同的结构安全度，或者不超过该设计荷载的保证率。当重现期为 T_0 时，其保证率为 $P=1-\frac{1}{T_0}$，对于不同重现期的风荷载，其基本风压调整系数可按式（3-34）计算：

$$\mu_r=0.336\log T_0+0.429 \qquad (3\text{-}34)$$

式中 μ_r——按 T_0 重现期换算到 50 年一遇基本风压后的重现期调整系数；

T_0——风荷载重现期。

2. 风荷载标准值

垂直于物体表面上的风荷载标准值应按 GB 50009 确定。风荷载的组合值、频遇值和准永久值系数可分别取 0.6、0.4 和 0.0。风荷载标准值应按式（3-35）计算：

$$w_{zk}=\beta_z\mu_s\mu_z\omega_0 \qquad (3\text{-}35)$$

式中 w_{zk}——作用于高度 z 处的风荷载标准值，kN/m²；

β_z——高度 z 处的风振系数，按 GB 50009 确定；

μ_s——风荷载体型系数；

μ_z——高度 z 处的风压高度变化系数；

w_0——基本风压，kN/m²。

3. 风压高度变化系数

对于平坦或稍有起伏的地形，风压高度变化系数应根据地面粗糙度类别按 GB 50009 确定。对于山区及远海海面和海岛的建（构）筑物，应考虑地形条件和距海岸距离远近程度的影响，对风压高度变化系数乘以 GB 50009 规定的修正系数。

4. 风荷载体型系数

对于重要且体型复杂的建（构）筑物的风荷载体型系数应由风洞试验确定。对于其他的建（构）筑物，当与下列体型类同时，可按下列规定采用；当与下列体型不同时，可按有关资料采用，若无资料，则宜由风动试验确定。

（1）主厂房的风荷载体型系数。确定主厂房的风荷载体型系数时，可不考虑露天锅炉的遮蔽影响。主厂房风荷载体型系数按表 3-11 的规定取值。

（2）围护结构的局部风荷载体型系数。围护结构的局部风荷载体型系数应按 GB 50009 确定。

（3）露天悬吊锅炉炉架的风荷载体型系数。确定露天悬吊锅炉炉架的风荷载体型系数时，一般可不考虑主厂房的遮蔽影响。露天悬吊锅炉炉架的风荷载体型系数可按表 3-12 采用。

（4）设备、管道的风荷载体型系数。对高出屋面

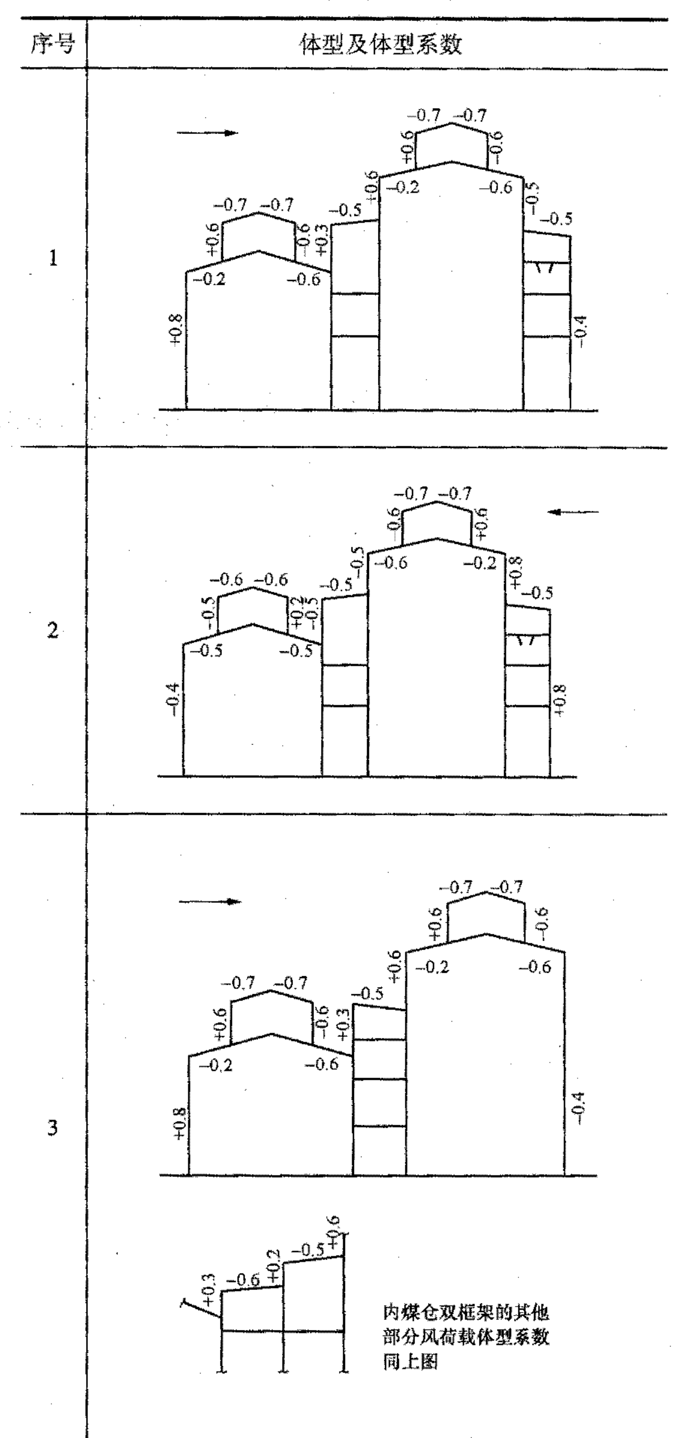
的屋顶通风器、大型工艺设备和管道，应考虑风荷载的作用。粗、细粉分离器和工艺管道的风荷载体型系数可按表 3-13 和表 3-14 采用。

（5）运煤栈桥风荷载体型系数。封闭式运煤栈桥风荷载体型系数可按表 3-15 取用。开敞式运煤栈桥风荷载体型系数可按 GB 50009 中桁架取用。

（6）直接空冷器支架挡风墙风荷载体型系数。直接空冷器支架挡风墙风荷载体型系数宜通过风洞试验确定。当缺乏资料时，挡风墙的风荷载体型系数可按表 3-16 取用。冷凝器顶部蒸汽分配管道和管束表面的风荷载宜由供应商提供。

表 3-11　　主厂房风荷载体型系数

序号	体型及体型系数
1	
2	
3	内煤仓双框架的其他部分风荷载体型系数同上图



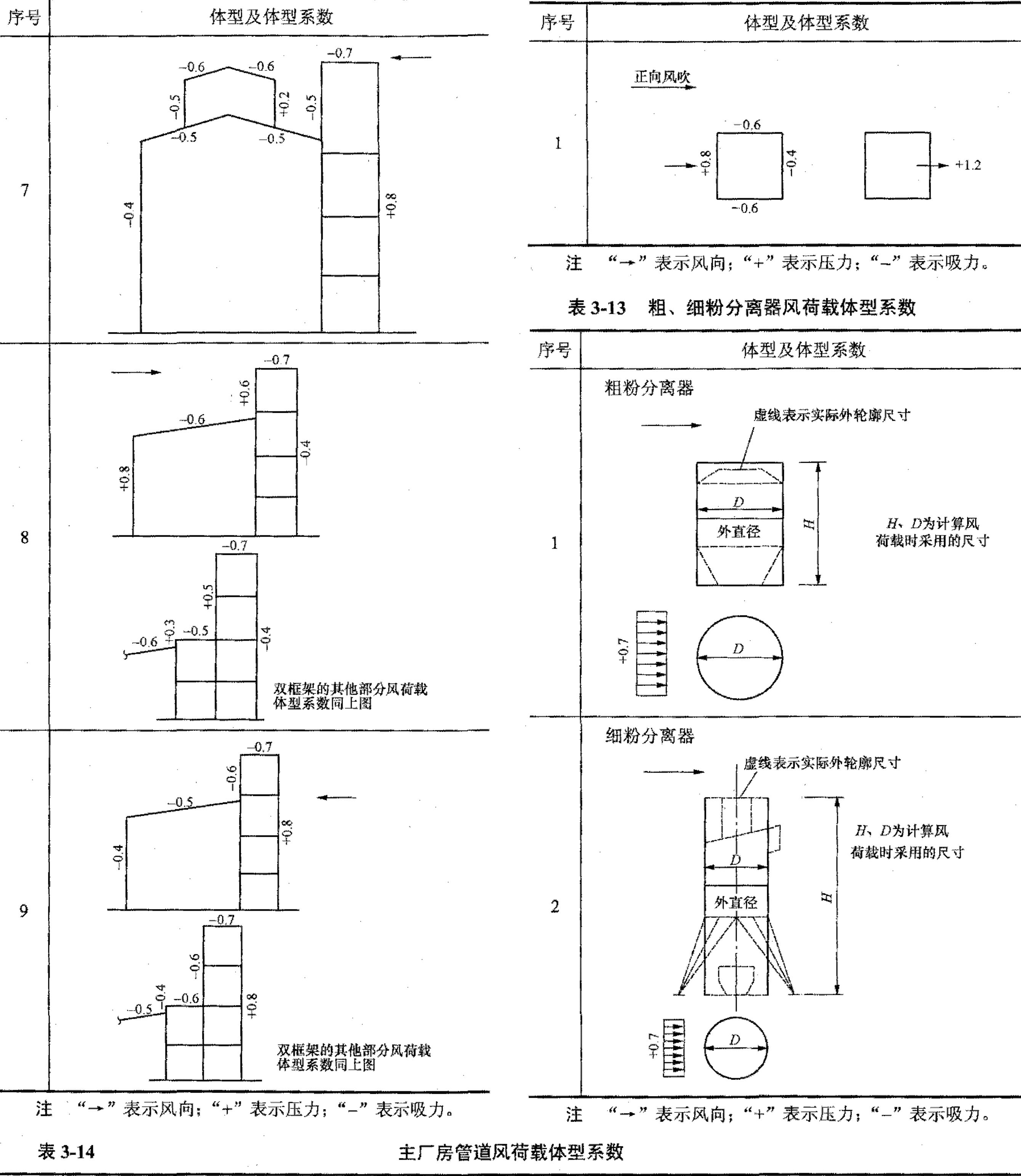
续表

序号	体型及体型系数
4	内煤仓双框架的其他部分风荷载体型系数同上图
5	
6	

续表

表 3-12 露天悬吊锅炉炉体风荷载体型系数

表 3-13 粗、细粉分离器风荷载体型系数



注 “→”表示风向；“+”表示压力；“–”表示吸力。

注 “→”表示风向；“+”表示压力；“–”表示吸力。

注 “→”表示风向；“+”表示压力；“–”表示吸力。

表 3-14 主厂房管道风荷载体型系数

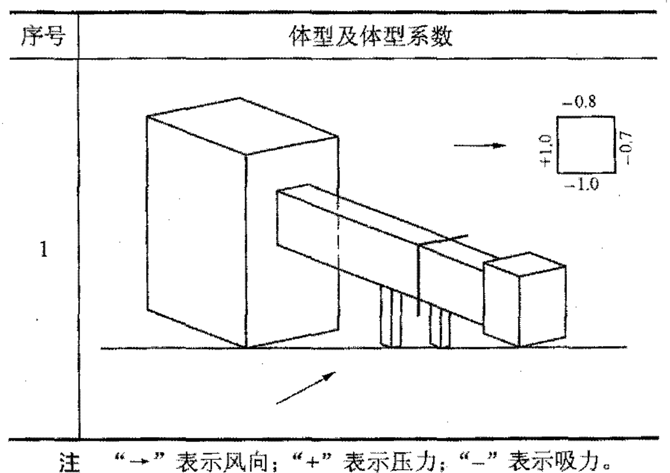
序号	简　图	体型及体型系数
1	单管 μ_s　d	当 $w_0d^2 \leqslant 0.002$ 时：μ_s=+1.2 $w_0d^2 \geqslant 0.015$ 时：μ_s=+0.7 中间值按插入法计算

续表

序号	简图	体型及体型系数								
2	上下双管	s/d	≤0.25	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0	≥3.0	
		μ_s	+1.4	+1.05	+0.88	+0.82	+0.76	+0.73	+0.7	
3	前后双管	s/d	≤0.5	1.0	1.5	3.0	4.0	6.0	8.0	≥10.0
		μ_s	+0.79	+1.0	+1.1	+1.15	+1.26	+1.30	+1.33	+1.40
		μ_s值为前后双管之和，其中前管为+0.7								
4	前后密排多管	μ_s=+1.65 μ_s值为各管之总和，其中前管为+0.7								
5	矩形管	−0.7（上）；+0.8（迎风）；−0.5（背风）；−0.7（下）								

注 1. "→"表示风向；"+"表示压力；"−"表示吸力；w_0为基本风压（kN/m²）；d为管外径（m）；s为管净矩（m）。
2. 序号2、3中，当两根管径不等时，取d=（d_1+d_2）/2，查表求μ_s值。
3. 序号4中，当管径不等时，则按$d=\sum d_i/n$，查表求μ_s值（$\sum d_i$为直径总和，n为管道根数）。

表3-15 封闭式运煤栈桥风荷载体型系数

序号	体型及体型系数
1	

注 "→"表示风向；"+"表示压力；"−"表示吸力。

挡风墙设计时，迎风面风荷载体型系数不应小于1.4，风荷载标准值应按GB 50009中的维护结构考虑阵风系数。

（7）干煤棚及圆形封闭煤场的风荷载体型系数。干煤棚采用门式刚架时其风荷载体型系数、基本风压、高度系数应按CECS 102《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》取用。

表3-16 直接空冷器支架挡风墙风荷载体型系数

序号 1，风荷载体型系数（简图标注：垂直于分配管风向；顺分配管风向；排气管道；蒸汽分配管）

风向	迎风侧	背风侧
顺分配管方向	+1.4	−0.6
垂直于分配管方向	+1.4	−0.4

注 1. "→"表示风向；"+"表示压力；"−"表示吸力。
2. 分配管是蒸汽分配管的简称。

采用网壳结构大跨度干煤棚，其风荷载体型系数可按表3-17采用。

表 3-17　　　　干煤棚风荷载体型系数

<table>
<tr><th>序号</th><th>类别</th><th>体型及体型系数</th></tr>
<tr><td>1</td><td>半圆形网壳干煤棚</td><td>
半圆形煤棚剖面示意图
1．风向与纵轴夹角 α=30°半圆壳面体型系数：
<table>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">分区</td><td colspan="5">半圆壳顶面横向</td></tr>
<tr><td>1</td><td>2</td><td>3</td><td>4</td><td>5</td></tr>
<tr><td rowspan="3">纵向</td><td>7m</td><td>+1.12</td><td>+0.64</td><td>−0.64</td><td>−0.8</td><td>−1.0</td></tr>
<tr><td>94m</td><td>+1.00</td><td>+0.32</td><td>−0.48</td><td>−0.64</td><td>−0.08</td></tr>
<tr><td>7m</td><td>+0.64</td><td>+0.24</td><td>+0.32</td><td>−0.4</td><td>−0.16</td></tr>
<tr><td colspan="7">风向与纵轴夹角 α=30°时网壳面上体型系数最大；纵向长度为 108m</td></tr>
</table>
2．风向垂直于纵轴半圆壳面体型系数：
半圆形煤棚剖面示意图
</td></tr>
</table>

续表

序号	类别	体型及体型系数
1	半圆形网壳干煤棚	半圆形网壳干煤棚壳面风荷载体型系数表（见下表）
2	拱形网壳干煤棚	拱形煤棚剖面示意图

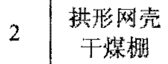
半圆形网壳干煤棚壳面风荷载体型系数表

风向角	壳面分区														
	a			*b*			*c*			*d*			*e*		
	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
90°	1.1			0.5			−0.6			−0.3			−0.2		
75° 65°	1.2	1.2	0.9	0.5	0.1	−0.1	−0.5	−0.7	−0.5	−1.2	−1.1	−0.6	−1.5	−1.0	−0.5
45° 30°	1.0	0.8	0.5	0.7	0.4	0.2	−0.2	−0.4	−0.4	−1.4	−0.9	−0.5	−1.4	−0.8	−0.4
15°	0.9	0.5	0.3	0.8	0.4	0.2	0.6	0.2	0.1	−0.5	−0.1	0.1	−0.7	−0.2	−0.1

拱形煤棚剖面示意图

续表

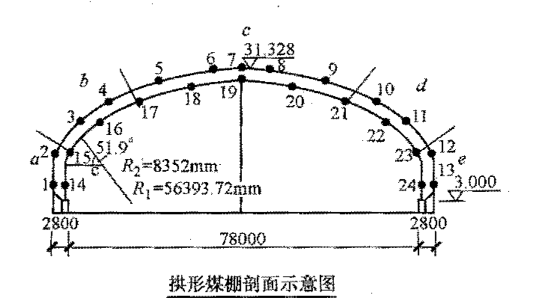
序号	类别	体型及体型系数
2	拱形网壳干煤棚	见下表及下图



拱形网壳干煤棚壳面风荷载体型系数表

风向角	分区	外表面					内表面				
		a	*b*	*c*	*d*	*e*	*a*	*b*	*c*	*d*	*e*
0°	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ	1.0	−0.5	−1.7	−0.7	−0.6	−0.6	−0.6	−0.7	−0.5	−0.5
≠0°	Ⅰ	0.8	−0.2	−1.6	−1.4	−1.2	−0.7	−0.7	−0.5	0.9	1.2
	Ⅱ	0.6	−0.4	−1.5	−1.0	−0.7	−0.5	−0.5	−0.5	−0.2	−0.2
	Ⅲ	0.9	−0.2	−1.4	−0.5	−0.6	−0.4	−0.6	−0.5	−0.4	−0.5

注：按网壳节点划分区域，支座顶面至 2 节点为 *a* 区，2～4 节点为 *b* 区，4～6 节点为 *c* 区，*d*、*e* 区和 *b*、*a* 区对称。



拱形煤棚剖面示意图

续表

序号	类别	体型及体型系数
2	拱形网壳干煤棚	拱形网壳干煤棚壳面风荷载体型系数表（见下表）
3	折线形网壳干煤棚	折线形煤棚剖面示意图

拱形网壳干煤棚壳面风荷载体型系数表

风向角	壳面分区														
	a			*b*			*c*			*d*			*e*		
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
90°	1.2			−0.6			−0.8			−0.3			−0.1		
75°	1.2	0.7	0.2	0.9	−0.1	−0.1	−0.9	−0.2	−0.1	−0.9	−0.5	−0.1	−1.1	−0.5	−0.1
65°	1.5	1.0	0.3	0.8	−0.2	−0.1	−1.0	−0.6	−0.3	−1.4	−0.9	−0.2	−1.4	−0.9	−0.1
45°	1.5	1.1	0.5	0.8	−0.3	−0.2	−1.1	−0.9	−0.5	−1.6	−1.1	−0.5	−1.5	−1.1	−0.2
30°	1.5	1.2	0.6	0.6	−0.4	−0.2	−0.9	−0.9	−0.6	−2.6	−1.2	−0.6	−1.6	−1.2	−0.3
15°	1.4	1.2	0.9	0.5	−0.5	−0.1	−0.6	−0.9	−0.5	−2.0	−0.8	−0.4	−1.5	−0.5	−0.1

折线形煤棚剖面示意图

续表

<table>
<tr><th>序号</th><th>类别</th><th colspan="7">体型及体型系数</th></tr>
<tr><td rowspan="6">3</td><td rowspan="6">折线形网壳干煤棚</td><td colspan="7">折线形网壳干煤棚壳面风荷载体型系数表</td></tr>
<tr><td>风向角</td><td>分区</td><td>a</td><td>b</td><td>c</td><td>d</td><td>e</td></tr>
<tr><td>0°</td><td>Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ</td><td>0.9</td><td>−2.8</td><td>−1.3</td><td>−0.4</td><td>−0.3</td></tr>
<tr><td rowspan="3">≠0°</td><td>Ⅰ</td><td>1.5</td><td>−1.3</td><td>−0.4</td><td>−0.8</td><td>−1.2</td></tr>
<tr><td>Ⅱ</td><td>1.4</td><td>−1.2</td><td>−0.7</td><td>−0.4</td><td>−0.1</td></tr>
<tr><td>Ⅲ</td><td>1.2</td><td>−1.9</td><td>−0.3</td><td>0.1</td><td>0.1</td></tr>
<tr><td></td><td></td><td colspan="7">注：b、c 区和 d 区可等分。</td></tr>
</table>

圆形封闭式煤场荷载体形系数可按照欧洲钢结构协会（ECCS）风效应技术委员会（T12）在《房屋与结构的风效应计算建议》附录 1 中“支承球面或部分球面的圆柱结构外部压力系数 C_{pe}”的有关规定计算取值，风荷载体型系数图见图 3-1。

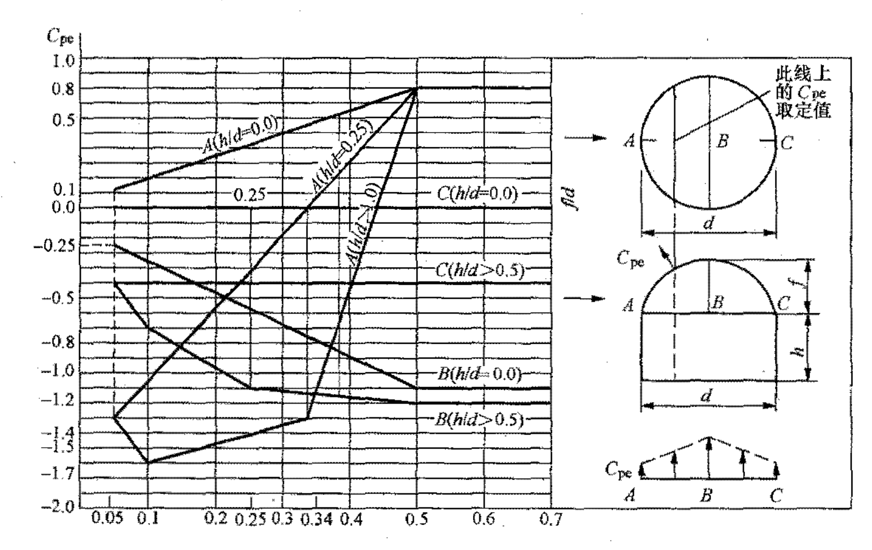


图 3-1　欧洲钢结构协会球面风荷载体型系数图

六、雪荷载

建（构）筑物屋面水平投影面上的雪荷载标准值应按 GB 50009 的有关规定采用。

作用于露天设备和管道上的雪荷载标准值应按下式计算：

$$S_k=\mu_r S_0 \tag{3-36}$$

式中　S_k——雪荷载标准值，kN/m²；

μ_r——设备和管道顶面积雪分布系数，对设备顶面及矩形管道顶面取 1，对圆形管道取 0.4；

S_0——基本雪压，应按工程厂址的水文气象资料确定，但不应小于 GB 50009 中基本雪压分布图所规定的数值，kN/m²。

雪荷载的组合值、频遇值和准永久值系数应按 GB 50009 的规定采用。

干煤棚和拱形屋面建筑物，其屋面雪荷载应考虑满跨分布、半跨分布、不均匀分布的情况。

七、温度作用

超长结构应首先采取减少温度作用的结构设计和施工措施，可采用设置温度缝、滑动支座、保温和隔热、后浇带，调整构件布置，结构合拢或形成约束避开高温时段等有效措施。

由气温变化引起的均匀温度作用的标准值可按 GB 50009 计算确定。计算温差可近似取±20℃～±30℃，南方温差较小的地区可取下限，北方严寒地区取上限。

其他由热介质引起的温度作用见相关章节。

八、偶然荷载

爆炸和电梯撞击荷载按 GB 50009 的规定确定。水（汽）锤荷载按 DL/T 5095 的规定确定，其值由工艺专业提供。汽机基座的短路力矩应由设备厂家提供，见第十章要求。

第三节 主要结构材料

一、混凝土

1. 材质

混凝土是一种由水泥、石灰、石膏类无机胶结料和水或沥青、树脂等有机胶结料的胶状物质与集料按一定比例拌和，并在一定条件下硬化而成的人造石材。在火电厂结构设计中采用的混凝土主要是由水泥、集料、水按一定比例拌和而成的。

混凝土强度等级按立方体抗压强度标准值（$f_{cu,k}$）确定。立方体抗压强度标准值是指按标准方法制作、养护的边长为150mm的立方体试件，在28d或设计规定龄期以标准试验方法测得的具有95%保证率的抗压强度值。混凝土强度等级以其立方体抗压强度标准值（N/mm^2）来表示，在数字前面加一大写字母C（英文混凝土concrete的第一个字母）。

现行GB 50010《混凝土结构设计规范》中给出的混凝土强度等级有C15、C20、C25、C30、C35、C40、C45、C50、C55、C60、C65、C70、C75、C80共14种。

各种强度等级混凝土的各项指标见表3-18～表3-23。

表3-18　混凝土轴心抗压强度标准值　（N/mm^2）

强度	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_{ck}	10.0	13.4	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2

表3-19　混凝土轴心抗拉强度标准值　（N/mm^2）

强度	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
F_{tk}	1.27	1.54	1.78	2.01	2.20	2.39	2.51	2.64	2.74	2.85	2.93	2.99	3.05	3.11

表3-20　混凝土轴心抗压强度设计值　（N/mm^2）

强度	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_c	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9

表3-21　混凝土轴心抗拉强度设计值　（N/mm^2）

强度	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
F_t	0.91	1.10	1.27	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04	2.09	2.14	2.18	2.22

表3-22　混凝土弹性模量　（$\times10^4$ N/mm^2）

弹性模量	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c	2.20	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

注　1. 当有可靠的试验依据时，弹性模量可根据实测数据确定。
2. 当混凝土中掺有大量矿物掺合料时，弹性模量可按规定龄期根据实测数据确定。

表3-23　混凝土剪变模量　（$\times10^4$ N/mm^2）

剪变模量	混凝土强度等级													
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
G_c	0.88	1.02	1.12	1.20	1.26	1.30	1.34	1.38	1.42	1.44	1.46	1.48	1.50	1.52

当温度在0～100℃范围内时，混凝土线膨胀系数α_c可采用1×10^{-5}/℃，混凝土泊松比υ_c可采用0.2。

试验实测资料统计分析结果表明，应将不同尺寸立方体试件实测强度值乘以下列强度换算系数转化成

标准立方体强度，见表 3-24。

表 3-24　不同尺寸立方体试件实测强度值换算系数表

立方体试件尺寸（mm×mm×mm）	强度换算系数
200×200×200	1.05
150×150×50	1.00
100×100×100	0.95

美国、日本等国家采用直径 6in（约 150mm）和高 12in（约 300mm）的圆柱体作为标准试件，不同直径圆柱体的强度值是不同的，可按表 3-25 中的换算系数换算成标准圆柱体强度。

表 3-25　不同直径圆柱体试件强度值换算系数表

圆柱体试件尺寸（mm×mm）	强度换算系数
ϕ250×500	1.05
ϕ150×300	1.00
ϕ100×200	0.97

混凝土圆柱体强度不等于立方体强度，对普通强度等级混凝土而言，圆柱体强度等于立方体强度的 0.83～0.85 倍。

2. 混凝土的选用

混凝土的选用应根据结构型式和特点、结构受力特点、使用环境、经济性、施工条件等综合考虑。

钢筋混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C20；采用强度等级 400MPa 及以上的钢筋时，混凝土强度等级不应低于 C25。

预应力混凝土结构的混凝土强度等级不宜低于 C40，且不应低于 C30。承受重复荷载的钢筋混凝土构件，混凝土强度等级不应低于 C30。基础垫层的混凝土强度等级可采用 C10。

当采用山砂混凝土及高炉矿渣混凝土时，尚应符合专门标准的规定。

由于高强混凝土具有脆性性质，且其脆性随强度等级的提高而增大。因此，混凝土结构的混凝土强度等级，抗震墙不宜超过 C60；其他构件，8 度时不宜超过 C70，9 度时不宜超过 C60。

混凝土的选用尚应符合耐久性的相关要求。

二、钢筋

1. 材质

钢筋的强度标准值应具有不小于 95%的保证率。普通钢筋的屈服强度标准值 f_{yk}、极限强度标准值 f_{stk} 应按表 3-26 采用；预应力钢绞线的屈服强度标准值 f_{pyk}、极限强度标准值 f_{ptk} 应按表 3-27 采用。

表 3-26　普通钢筋强度标准值　(N/mm²)

牌号	符号	公称直径 d（mm）	屈服强度标准值 f_{yk}	极限强度标准值 f_{stk}
HPB300	ϕ	6～14	300	420
HRB335	Φ	6～14	335	455
HRB400	Φ	6～50	400	540
HRBF400	Φ^F			
RRB400	Φ^R			
HRB500	Φ	6～50	500	630
HRBF500	Φ^F			

表 3-27　常用预应力钢绞线强度标准值　(N/mm²)

种类		符号	公称直径 d（mm）	屈服强度标准值 f_{pyk}	极限强度标准值 f_{ptk}
钢绞线	1×3（三股）	Φ^S	8.6、10.8、12.9	—	1570
				—	1860
				—	1960
	1×7（七股）		9.5、12.7、15.2、17.8	—	1720
				—	1860
				—	1960
			21.6	—	1860

注　极限强度标准值为 1960N/mm² 的钢绞线作后张预应力配筋时，应有可靠的工程经验。

普通钢筋的抗拉强度设计值 f_y、抗压强度设计值 f_y'应按表 3-28 采用；预应力钢绞线的抗拉强度设计值 f_{py}、抗压强度设计值 f_{py}'应按表 3-29 采用。当构件中配有不同种类的钢筋时，每种钢筋应采用各自的强度设计值。对轴心受压构件，当采用 HRB500、HRBF500 钢筋时，钢筋的抗压强度设计值 f_y' 应取 400 N/mm²。横向钢筋的抗拉强度设计值 f_{yv} 应按表 3-28 中 f_y 的数值采用；当用作受剪、受扭、受冲切承载力计算，其数值大于 360N/mm² 时，应取 360 N/mm²。

表 3-28　普通钢筋强度设计值　(N/mm²)

牌　号	抗拉强度设计值 f_y	抗压强度设计值 f_y'
HPB300	270	270
HRB335	300	300
HRB400、HRBF400、RRB400	360	360
HRB500、HRBF500	435	435

表 3-29　预应力钢绞线强度设计值　(N/mm²)

种　类	极限强度标准值 f_{ptk}	抗拉强度设计值 f_{py}	抗压强度设计值 f_{py}'
钢绞线	1570	1110	390
	1720	1220	
钢绞线	1860	1320	390
	1960	1390	

注　当预应力钢绞线的强度标准值不符合表中的规定时，其强度设计值应进行相应的比例换算。

普通钢筋及预应力钢筋在最大力下的总伸长率δ_{gt}不应小于表3-30规定的数值。

表3-30 普通钢筋及预应力钢绞线在最大力下的总伸长率限值

钢筋品种	普通钢筋			预应力钢绞线
	HPB300	HRB335、HRB400、HRBF400、HRB500、HRBF500	RRB400	
δ_{gt}（%）	10.0	7.5	5.0	3.5

普通钢筋和预应力钢绞线的弹性模量 E_s 可按表3-31采用。

表3-31 钢筋的弹性模量 （$\times10^5$N/mm²）

牌号或种类	弹性模量 E_s
HRB300	2.10
HRB335、HRB400、HRB500	2.00
HRBF400、HRBF500	
RRB400	
钢绞线	1.95

注 必要时可采用实测的弹性模量。

2. 钢筋的选用

（1）混凝土结构的钢筋应按下列规定选用：

1）纵向受力普通钢筋可采用HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500、HRB335、HPB300钢筋。

2）梁、柱和斜撑钢筋构件的纵向受力普通钢筋宜采用HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500钢筋。

3）箍筋宜采用HRB400、HRBF400、HRB335、HPB300钢筋。

4）预应力筋宜采用预应力钢丝、钢绞线和预应力螺纹钢筋。

（2）对于抗震结构，钢筋性能指标应满足：

1）普通钢筋宜优先采用延性、韧性和焊接性能较好的钢筋；普通钢筋的强度等级，纵向受力钢筋宜选用符合抗震性能指标且不低于HRB400级的热轧钢筋，也可采用符合抗震性能指标的HRB335级热轧钢筋；箍筋宜选用符合抗震性能指标且不低于HRB335级的热轧钢筋，也可选用HPB300级热轧钢筋。钢筋的检验方法应符合GB 50204《混凝土结构工程施工质量验收规范》的规定。

2）抗震等级为一、二、三级的框架和斜撑构件（含梯段），其纵向受力钢筋应采用HRB400E、HRB500E、HRBF400E、HRBF500E或HRB335E级钢筋，其强度和最大力下总伸长率的实测值应符合下列规定：

a. 钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于1.25。

b. 钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于1.30。

c. 钢筋在最大拉力作用下的总伸长率实测值不应小于9%。

3）在施工中，当需要以强度等级较高的钢筋替代原设计中的纵向受力钢筋时，应按照钢筋受拉承载力设计值相等的原则换算，并应满足最小配筋率和裂缝控制的要求。

3. 钢筋的连接

钢筋连接可采用绑扎连接、机械连接或焊接。机械连接接头及焊接接头的类型及质量应符合JGJ 18《钢筋焊接及验收规程》、JGJ 107《钢筋机械连接技术规程》的规定。钢筋连接形式的选择应符合以下规定：

（1）直径大于12mm的钢筋，应优先采用焊接接头或机械连接接头。

（2）轴心受拉及小偏心受拉构件的纵向受力钢筋不得采用绑扎搭接；其他构件中的钢筋采用绑扎搭接时，受拉钢筋直径不宜大于25mm，受压钢筋直径不宜大于28mm。

（3）框排架结构构件一般不需进行疲劳验算。对于需要进行疲劳验算的构件，其纵向受拉钢筋不得采用绑扎搭接接头，也不宜采用焊接接头。

（4）HRBF系列细晶粒带肋钢筋及直径不宜大于28mm的带肋钢筋，其焊接应经试验确定。余热处理钢筋不宜焊接。

混凝土结构中受力钢筋的连接接头宜设置在受力较小的位置。在同一根受力钢筋上宜少设接头。在结构的重要构件和关键传力部位，纵向受力钢筋不宜设置连接接头。

三、钢材

1. 材质

（1）承重结构的钢材宜采用Q235、Q345、Q390、Q420钢，其质量应分别符合GB/T 700《碳素结构钢》和GB/T 1591《低合金高强度结构钢》的规定。当采用其他牌号的钢材时，尚应符合相关标准的要求。

（2）承重结构采用的钢材应具有抗拉强度、伸长率、屈服强度和硫、磷含量的合格保证，对焊接结构尚应具有碳含量的合格保证。

（3）焊接承重结构以及重要的非焊接承重结构采用的钢材应具有冷弯试验的合格保证。

（4）钢材的物理力学指标及强度设计值见表3-32～表3-34。

表 3-32　　Q235 钢材的物理力学指标

牌号	等级	屈服强度 R_{eH}（N/mm^2，≥）						抗拉强度 R_m（N/mm^2）	断后伸长率 A（%，≥）					冲击试验（V 型缺口）	
		厚度（或直径）（mm）							厚度（或直径）（mm）					温度（℃）	冲击吸收功（纵向）（J，≥）
		≤16	>16～40	>40～60	>60～100	>100～150	>150～200		≤40	>40～60	>60～100	>100～150	>150～200		
Q235	A	235	225	215	215	195	185	370～500	26	25	24	22	21	—	—
	B													+20	27°
	C													0	
	D													−20	

表 3-33　　低合金结构钢的拉伸性能

序号	质量等级	以下公称厚度（直径、边长）下屈服强度 R_{eL}（MPa）									以下公称厚度（直径、边长）抗拉强度 R_m（MPa）							断后伸长率 A（%）					
																		公称厚度（直径、边长）					
		≤16mm	>16～40mm	>40～63mm	>63～80mm	>80～100mm	>100～150mm	>150～200mm	>200～250mm	>250～400mm	≤40mm	>40～63mm	>63～80mm	>80～100mm	>100～150mm	>150～250mm	>250～400mm	≤40mm	>40～63mm	>63～100mm	>100～150mm	>150～250mm	>250～400mm
Q345	A	≥345	≥335	≥325	≥315	≥305	≥285	≥275	≥265	—	470～630	470～630	470～630	470～630	450～600	450～600	—	≥20	≥19	≥19	≥18	≥17	—
	B																						
	C																	≥21	≥20	≥20	≥19	≥18	
	D									≥265							450～600						≥17
	E																						
Q390	A	≥390	≥370	≥350	≥330	≥330	≥310	—	—	—	490～650	490～650	490～650	490～650	470～620	—	—	≥20	≥19	≥19	≥18	—	—
	B																						
	C																						
	D																						
	E																						
Q420	A	≥420	≥400	≥380	≥360	≥360	≥340	—	—	—	520～680	520～680	520～680	520～680	500～650	—	—	≥19	≥18	≥18	≥18	—	—
	B																						
	C																						
	D																						
	E																						
Q460	C	≥460	≥440	≥420	≥400	≥400	≥380	—	—	—	550～720	550～720	550～720	550～720	530～700	—	—	≥17	≥16	≥16	≥16	—	—
	D																						
	E																						

表 3-34　　　　低合金结构钢夏比（V 型）冲击试验的试验温度和冲击吸收能量

牌号	质量等级	试验温度（℃）	冲击吸收能量①（J）		
			公称厚度（直径、边长）		
			12～150mm	＞150～250mm	＞250～400mm
Q345	B	20	≥34	≥27	—
	C	0			
	D	-20			27
	E	-40			
Q390	B	20	≥34	—	—
	C	0			
	D	-20			
	E	-40			
Q420	B	20	≥34	—	—
	C	0			
	D	-20			
	E	-40			
Q460	C	0	≥34	—	—
	D	-20		—	—
	E	-40		—	—

① 冲击试验取纵向试样。

（5）钢材的强度设计值应根据钢材厚度或直径按表 3-35 采用。

（6）结构用无缝钢管的强度指标应按表 3-36 采用。

表 3-35　　　　钢材的设计用强度指标　　　　（N/mm^2）

钢材牌号		钢材厚度或直径（mm）	强度设计值			钢材强度	
			抗拉、抗压、抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压（刨平顶紧）f_{ce}	屈服强度 f_y	抗拉强度最小值 f_u
碳素结构钢	Q235	≤16	215	125	320	235	370
		＞16～40	205	120		225	
		＞40～100	200	115		215	
低合金高强度结构钢	Q345	≤16	300	175	400	345	470
		＞16～40	295	170		335	
		＞40～63	290	165		325	
		＞63～80	280	160		315	
		＞80～100	270	155		305	
	Q390	≤16	345	200	415	390	490
		＞16～40	330	190		370	
		＞40～63	310	180		350	
		＞63～100	295	170		330	
	Q420	≤16	375	215	440	420	520

续表

钢材牌号		钢材厚度或直径（mm）	强度设计值			钢材强度	
			抗拉、抗压、抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压（刨平顶紧）f_{ce}	屈服强度 f_y	抗拉强度最小值 f_u
低合金高强度结构钢	Q420	＞16～40	355	205	440	400	520
		＞40～63	320	185		380	
		＞63～100	305	175		360	
	Q460	≤16	410	235	470	460	550
		＞16～40	390	225		440	
		＞40～63	355	205		420	
		＞63～100	340	195		400	

注 1. 表中直径指实芯棒材，厚度是指计算点的钢材或钢管壁厚度，对轴心受拉和轴心受压构件是指截面中较厚板件的厚度。
2. 冷弯型材和冷弯钢管，其强度设计值应按 GB 50018《冷弯型钢结构技术规范》的规定采用。

表 3-36　结构设计用无缝钢管的强度指标　（N/mm²）

钢管钢材牌号	壁厚（mm）	强度设计值			钢管强度	
		抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压（刨平顶紧）f_{ce}	钢材屈服强度 f_y	抗拉强度最小值 f_u
Q235	≤16	215	125	320	235	375
	＞16～30	205	120		225	
	＞30	195	115		215	
Q345	≤16	300	175	400	345	470
	＞16～30	290	170		325	
	＞30	260	150		295	
Q390	≤16	345	200	415	390	490
	＞16～30	330	190		370	
	＞30	310	180		350	
Q420	≤16	375	220	445	420	520
	＞16～30	355	205		400	
	＞30	340	195		380	
Q460	≤16	410	240	470	460	550
	＞16～30	390	225		440	
	＞30	355	205		420	

（7）铸钢件的强度设计值应按表 3-37 采用。

表 3-37　铸钢件的强度设计值　（N/mm²）

钢　号	铸件厚度（mm）	抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压（刨平顶紧）f_{ce}
ZG230-450	≤100	180	105	290
ZG270-500		210	120	325
ZG310-570		240	140	370

续表

钢　号	铸件厚度（mm）	抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压（刨平顶紧）f_{ce}
ZG230-450H	≤100	180	105	290
ZG275-480H		210	120	310
ZG300-500H		235	135	325
ZG390-550H		265	150	355

注 表中强度设计值仅适用于本表规定的厚度。

（8）钢材和铸钢件的物理性能指标应按表 3-38 采用。

表 3-38　钢材和铸钢件的物理性能指标

弹性模量 E（N/mm²）	剪变模量 G（N/mm²）	线膨胀系数 α（以每℃计）	质量密度 ρ（kg/m³）
206×10^3	79×10^3	12×10^{-6}	7850

2. 钢材的选用

（1）结构钢材的选用应遵循技术可靠、经济合理的原则，综合考虑结构的重要性、荷载特征、结构形式、应力状态、连接方法、工作环境、钢材厚度和价格等因素，选用合适的钢材牌号和材性保证项目。

（2）承重结构所用的钢材应具有屈服强度、断后伸长率、抗拉强度和硫、磷含量的合格保证，对焊接结构尚应具有碳当量的合格保证。焊接承重结构以及重要的非焊接承重结构采用的钢材应具有冷弯试验的合格保证；对直接承受动力荷载或需验算疲劳的构件所用钢材尚应具有冲击韧性的合格保证。

（3）钢材质量等级的选用应符合下列要求：

1）在电厂结构中，一般不采用 A 级钢。

2）需验算疲劳的焊接结构用钢材应符合下列要求：

a. 当工作环境温度高于 0℃时，其质量等级不应低于 B 级。

b. 当工作环境温度不高于 0℃但高于－20℃时，Q235、Q345 钢不应低于 C 级，Q390、Q420、Q460 钢不应低于 D 级。

c. 当工作环境温度不高于–20℃时，Q235 钢和 Q345 钢不应低于 D 级，Q390、Q420、Q460 钢应选用 E 级。

3）需验算疲劳的非焊接结构，其钢材质量等级要求可较上述焊接结构降低一级但不应低于 B 级。吊车起重量不小于 50t 的中级工作制吊车梁，其质量等级要求应与需要验算疲劳的构件相同。

（4）工作环境温度不高于–20℃的受拉构件及承重构件的受拉板材应符合下列要求：

1）所用钢材厚度或直径不宜大于 40mm，质量等级不宜低于 C 级。

2）当钢材厚度或直径不小于 40mm 时，其质量等级不宜低于 D 级。

3）重要承重结构的受拉板材宜满足 GB/T 19879《建筑结构用钢板》的要求。

（5）在 T 形、十字形和角形焊接接头的连接节点中，当其板件厚度不小于 40mm 且沿板厚方向有较高撕裂拉力作用时（含较高约束拉应力作用），该部位板件钢材宜具有厚度方向抗撕裂性能（Z 向性能）的合格保证，其沿板厚方向断面收缩率应不小于按 GB/T 5313《厚度方向性能钢板》规定的 Z15 级允许限值。钢板厚度方向性能等级应根据节点形式、板厚、熔深或焊缝尺寸、焊接时节点拘束度以及预热、后热情况等综合确定。

（6）对于有抗震要求的钢结构和采用塑性设计的结构，以及进行弯矩调幅的构件，所采用的钢材应符合下列要求：

1）屈强比（钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值）不应大于 0.85。

2）钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于 20%。

3）钢材应有良好的焊接性和合格的冲击韧性。

（7）钢管结构中的非加劲直接焊接相贯节点，其管材的屈强比不宜大于 0.8；与受拉构件焊接连接的钢管，当管壁厚度大于 25mm 且沿厚度方向受较大拉应力作用时，应采取措施防止层状撕裂。

四、连接材料

（一）焊接材料

1. 材质

焊缝的强度设计指标应按表 3-39 采用。

表 3-39　焊缝强度设计指标　（N/mm²）

焊接方法和焊条型号	构件钢材		对接焊缝强度设计值				角焊缝抗拉、抗压和抗剪强度设计值 f_f^w	对接焊缝抗拉强度 f_u^w	角焊缝抗拉强度 f_u^f
	牌号	厚度或直径（mm）	抗压 f_c^w	焊缝质量为下列等级时，抗拉 f_t^w		抗剪 f_v^w			
				一、二级	三级				
自动焊、半自动焊和 E43 型焊条手工焊	Q235	≤16	215	215	185	125	160	415	240
		16～40	205	205	175	120			
		40～100	200	200	170	115			

续表

焊接方法和焊条型号	构件钢材		对接焊缝强度设计值				角焊缝抗拉、抗压和抗剪强度设计值 f_f^w	对接焊缝抗拉强度 f_u^w	角焊缝抗拉强度 f_u^f
	牌号	厚度或直径（mm）	抗压 f_c^w	焊缝质量为下列等级时，抗拉 f_t^w		抗剪 f_v^w			
				一、二级	三级				
自动焊、半自动焊和E50、E55型焊条手工焊	Q345	≤16	305	305	260	175	200	480（E50） 540（E55）	280（E50） 315（E55）
		16～40	295	295	250	170			
		40～63	290	290	245	165			
		63～80	280	280	240	160			
		80～100	270	270	230	155			
	Q390	≤16	345	345	295	200	200（E50） 220（E55）		
		16～40	330	330	280	190			
		40～63	310	310	265	180			
		63～100	295	295	250	170			
自动焊、半自动焊和E55、E60型焊条手工焊	Q420	≤16	375	375	320	215	220（E55） 240（E60）	540（E55） 590（E60）	315（E55） 340（E60）
		16～40	355	355	300	205			
		40～63	320	320	270	185			
		63～100	305	305	260	175			
	Q460	≤16	410	410	350	235	220（E55） 240（E60）	540（E55） 590（E60）	315（E55） 340（E60）
		16～40	390	390	330	225			
		40～63	355	355	300	205			
		63～100	340	340	290	195			

注 1. 手工焊用焊条、自动焊和半自动焊所采用的焊丝和焊剂，应保证其熔敷金属的力学性能不低于母材的性能。

2. 焊缝质量等级应符合 GB 50661《钢结构焊接规范》的规定，其检验方法应符合 GB 50205《钢结构工程施工质量验收规范》的规定。其中厚度小于 3.5mm 钢材的对接焊缝，不应采用超声波探伤确定焊缝质量等级。

3. 对接焊缝在受压区的抗弯强度设计值取 f_c^w，在受拉区的抗弯强度设计值取 f_t^w。

4. 表中厚度是指计算点的钢材厚度，对轴心受拉和轴心受压构件是指截面中较厚板件的厚度。

5. 计算下列情况的连接时，表中规定的强度设计值应乘以相应的折减系数；几种情况同时存在时，其折减系数应连乘。

——施工条件较差的高空安装焊缝乘以系数 0.9；

——进行无垫板的单面施焊对接焊缝的连接计算应乘以折减系数 0.85。

2. 焊接材料的选用

焊接连接是目前钢结构最主要的连接方法之一，它具有不削弱杆件截面、构造简单和施工方便等优点。一般钢结构中主要采用电弧焊，电弧焊是利用电弧热熔化焊件及焊条（或焊丝）以形成焊缝。电弧焊的方法有手工焊、自动焊和半自动焊。手工焊施焊灵活，易于在不同位置施焊，但焊缝质量低于自动焊。

焊条或焊丝的型号和性能应与相应母材的性能相适应，其熔敷金属的力学性能应符合设计规定，且不应低于相应母材标准的下限值。

对直接承受动力荷载或需要验算疲劳的结构，以及低温环境下工作的厚板结构，宜采用低氢型焊条。

（二）螺栓

1. 材质

普通螺栓可采用符合 GB/T 700 规定的 Q235-A 级钢制成，并应符合 GB/T 5780《六角头螺栓——C 级》和 GB/T 5782《六角头螺栓——A 级和 B 级》的规定。

高强度螺栓可采用 45 号钢、40Cr、40B 或 20MnTiB 钢制作，并应符合 GB/T 1228《钢结构用高强度大六角头螺栓》、GB/T 1229《钢结构用高强度大六角螺母》、GB/T 1230《钢结构用高强度垫圈》、GB/T 1231《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》、GB/T 3632《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》的规定。

镀锌粗制螺栓可采用 45 号钢及 40Cr、40B 或

20MnTiB 钢制作，并应符合 GB/T 18230.1～18230.7《栓接结构用紧固件》的规定。

圆柱头焊钉（栓钉）连接件的材料应符合 GB/T 10433《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》的规定。

锚栓可选用 Q235、Q345、Q390 或强度更高的钢材，其质量等级不宜低于 B 级。对于工作环境温度不高于-20℃的锚栓应满足下列要求：

（1）所用锚栓直径不宜大于 40mm，质量等级不宜低于 C 级。

（2）当所用锚栓直径不小于 40mm 时，其质量等级不宜低于 D 级。

连接薄钢板采用的自攻螺钉、钢拉铆钉（环槽铆钉）、射钉等应符合有关标准的规定。

螺栓连接的强度指标应按表 3-40 采用。

2. 螺栓的选用

普通螺栓连接主要用在结构的安装连接以及可拆卸的结构中。螺栓连接的优点是拆装便利，安装时不需要特殊设备，操作较简便。但由于普通螺栓连接传递剪力较差，而高强度螺栓连接在高空施工中要求又较高，因此轻型钢屋架与支撑连接时，一般采用普通 C 级螺栓。对受力较大的连接，可用普通螺栓定位、安装焊缝受力的连接方法。

高强度螺栓连接除能承受较大的拉力外，还能凭借其连接处构件接触面间的摩擦可靠地承受剪力。因此在厂房钢结构、门式刚架的梁柱连接节点以及螺栓球网架的节点连接中广泛应用。

在变电构架结构中的螺栓通常要求热镀锌处理。热镀锌后，螺栓的表面特性与普通高强度螺栓有很大

表 3-40　　螺栓连接的强度指标　　（N/mm^2）

螺栓的性能等级、锚栓和构件钢材的牌号		强度设计值										高强度螺栓的抗拉强度最小值 f_u^b
		普通螺栓						锚栓	承压型连接或网架用高强度螺栓			
		C 级螺栓			A、B 级螺栓							
		抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	
普通螺栓性能等级	4.6、4.8 级	170	140	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	5.6 级	—	—	—	210	190	—	—	—	—	—	—
	8.8 级	—	—	—	400	320	—	—	—	—	—	—
锚栓牌号	Q235	—	—	—	—	—	—	140	—	—	—	—
	Q345	—	—	—	—	—	—	180	—	—	—	—
	Q390	—	—	—	—	—	—	185	—	—	—	—
承压型连接高强度螺栓性能等级	8.8 级	—	—	—	—	—	—	—	400	250	—	830
	10.9 级	—	—	—	—	—	—	—	500	310	—	1040
螺栓球节点用高强度螺栓性能等级	9.8 级	—	—	—	—	—	—	—	385	—	—	—
	10.9 级	—	—	—	—	—	—	—	430	—	—	—
构件钢材牌号	Q235	—	—	305	—	—	405	—	—	—	470	—
	Q345	—	—	385	—	—	510	—	—	—	590	—
	Q390	—	—	400	—	—	530	—	—	—	615	—
	Q420	—	—	425	—	—	560	—	—	—	655	—
	Q460	—	—	450	—	—	595	—	—	—	695	—

注 1. A 级螺栓用于 $d \leqslant 24mm$ 和 $L \leqslant 10d$ 或 $L \leqslant 150mm$（按较小值）的螺栓；B 级螺栓用于 $d > 24mm$ 和 $L > 10d$ 或 $L > 150mm$（按较小值）的螺栓。d 为公称直径，L 为螺栓公称长度。
2. A、B 级螺栓孔的精度和孔壁表面粗糙度以及 C 级螺栓孔的允许偏差和孔壁表面粗糙度均应符合 GB 50205 的要求。
3. 用于螺栓球节点网架的高强度螺栓，M12～M36 为 10.9 级，M39～M64 为 9.8 级。

区别，故在施工扭矩和扭矩系数等方面，不能按 JGJ 82《钢结构高强度螺栓连接技术规程》中的要求执行。施工扭矩一般可根据试验确定，在无试验依据时，可参考 GB 50233《110～500kV 架空电力线路施工及验收规范》执行。

锚栓主要用于厂房钢柱与基础、钢屋架与混凝土柱顶等的连接，锚栓可根据其受力情况选用不同牌号的钢材制成，一般选用 Q235B 或 Q345B。

五、材料代换要求

（1）在实际应用中，当所供应的钢材不能完全满足设计要求时，可按下列变通方法处理。

1）钢材的化学成分容许与标准有一定的偏差，容许偏差见表 3-41。

表 3-41　　钢材化学成分容许偏差

元素	容许偏差（%）	
	Q235	Q345、Q390、Q420
C	−0.02～+0.03	±0.02
Si		±0.05
Mn	−0.03～+0.05	±0.10
S	0.005	±0.10
P		0.005

注　Q235 沸腾钢钢材的化学成分偏差不作保证。

2）钢材机械性能所需的保证项目仅有一项不合格者，可按以下原则处理：

a. 抗拉强度比标准规定的下限值低 5%以内时容许使用，当冷弯合格时，抗拉强度的上限值可以不作限制。

b. 伸长率比标准规定的数值低 3%以内时容许使用，但不宜用于考虑塑性变形发展的构件。

c. 屈服点比标准规定的数值低 5%以内时，可按比例折减强度设计值。

d. 冷弯折角为 $150° < \alpha < 180°$时，容许使用于铆接或螺栓连接以及焊接结构的次要构件。

e. 冲击韧性不容许降低。

3）由于备料规格不能完全满足设计要求而需要代用钢材时，应按下列原则进行：

a. 代用钢材的化学成分和机械性能应与原设计一致。

b. 代用时应详细复核构件的强度、稳定性和刚度，特别要注意因材料代用而可能产生的偏心影响。同时，代用钢材应在可能范围内尽量做到经济合理。

c. 因材料代用而引起构件之间连接尺寸和设计施工详图等的变化，在代用时应加以修改。

（2）当进行钢筋代换时，除应符合设计要求的构件承载力、最大力下的总伸长率、裂缝宽度验算以及抗震规定外，尚应满足最小配筋率、钢筋间距、保护层厚度、钢筋锚固长度、接头面积百分率及搭接长度等构造要求。

第四节　变形及裂缝控制要求

一、上部结构变形控制要求

（一）钢结构

钢结构或构件变形（挠度或侧移）的容许值应符合表 3-42 的规定。当有实践经验或有特殊要求时，可根据不影响正常使用和观感的原则对表 3-40 中的构件变形容许值进行适当的调整。

计算结构或构件的变形时，可不考虑螺栓或铆钉孔引起的截面削弱。

横向受力构件可预先起拱，起拱大小应视实际需要而定，可取恒荷载标准值加 1/2 活荷载标准值所产生的挠度值。当仅为改善外观条件时，构件挠度应取在恒荷载和活荷载标准值作用下的挠度计算值减去起拱值。

竖向和水平荷载引起的构件和结构振动应满足正常使用或舒适度的要求。

1. *受弯构件的挠度容许值*

吊车梁、楼盖梁、屋盖梁、工作平台梁以及墙架构件的挠度不宜超过表 3-42 所列的容许值。

表 3-42　钢结构受弯构件的挠度容许值

项次	构件类别	挠度容许值	
		$[v_T]$	$[v_Q]$
1	吊车梁和吊车桁架（按自重和起重量最大的一台吊车计算挠度）： （1）手动起重机和单梁起重机（含悬挂起重机）。 （2）轻级工作制桥式起重机。 （3）中级工作制桥式起重机。 （4）重级工作制桥式起重机	 l/500 l/800 l/1000 l/1200	—
2	手动或电动葫芦的轨道梁	l/400	—
3	磨煤机过轨吊轨道梁	l/1000	—
4	（1）有重轨（重量不小于 38kg/m）轨道的工作平台梁。 （2）有轻轨（重量不大于 24kg/m）轨道的工作平台梁	l/600 l/400	—
5	楼（屋）盖梁或桁架、工作平台梁［第（3）项除外］和平台板： （1）主梁或桁架（包括设有悬挂起重设备的梁和桁架）。 （2）仅支承压型金属板屋面和冷弯型钢檩条。	 l/400 l/180	 l/500 —

续表

项次	构件类别	挠度容许值	
		$[v_T]$	$[v_Q]$
5	（3）除支承压型金属板屋面和冷弯型钢檩条外，尚有吊顶。 （4）抹灰顶棚的次梁。 （5）除（1）～（4）款外的其他梁（包括楼梯梁）。 （6）屋盖檩条： 1）支承压型金属板屋面者。 2）支承其他屋面材料者。 3）有吊顶。 （7）平台板	$l/240$ $l/250$ $l/250$ $l/150$ $l/200$ $l/240$ $l/150$	— $l/350$ $l/300$ — — — —
6	墙架构件（风荷载不考虑阵风系数） （1）支柱（水平方向）。 （2）抗风桁架（作为连续支柱的支承时，水平位移）。 （3）砌体墙的横梁（水平方向）。 （4）支承压型金属板的横梁（水平方向）。 （5）支承其他墙面材料的横梁（水平方向）。 （6）带有玻璃窗的横梁（竖直和水平方向）	 — — — — — $l/200$	 $l/400$ $l/1000$ $l/300$ $l/100$ $l/200$ $l/200$
7	煤斗梁	$l/600$	—

注 1. l 为受弯构件的跨度（对悬臂梁和伸臂梁为悬臂长度的2倍）。
2. $[v_T]$为永久和可变荷载标准值产生的挠度（如有起拱应减去拱度）容许值；$[v_Q]$为可变荷载标准值产生的挠度容许值。
3. 当吊车梁或吊车桁架跨度大于12m时，其挠度容许值$[v_T]$应乘以0.9的系数。
4. 当墙面采用延性材料或与结构采用柔性连接时，墙架构件的支柱水平位移容许值可采用$l/300$，抗风桁架（作为连续支柱的支承时）水平位移容许值可采用$l/800$。
5. 煤斗梁任意两个支承点或悬吊点的挠度差不应超过5mm。

2. 钢结构的位移容许值

（1）单层钢结构柱顶水平位移限值。

1）在风荷载标准值作用下，单层钢结构柱顶水平位移不宜超过表3-43的数值。

表3-43 风荷载作用下柱顶水平位移容许值

结构体系	吊车情况		柱顶水平位移
排架、框架	无桥式起重机		$H/150$
	有桥式起重机		$H/400$
门式刚架	无桥式起重机	当采用轻型钢墙板时	$H/60$
		当采用砌体墙时	$H/240$
	有桥式起重机	当吊车有驾驶室时	$H/400$
		当吊车由地面操作时	$H/180$

注 1. H为柱高度。
2. 轻型框架结构的柱顶水平位移可适当放宽。

2）在厂房中设有A7、A8级吊车的厂房柱和设有中级与重级工作制吊车的露天栈桥柱上，在吊车梁或吊车桁架的顶面标高处，由一台吊车的最大水平荷载（按荷载规范取值）所产生的计算变形值不宜超过表3-44所列的容许值。

表3-44 吊车水平荷载作用下柱水平位移（计算值）容许值

项次	位移的种类	按平面结构图形计算	按空间结构图形计算
1	厂房柱的横向位移	$H_c/1250$	$H_c/2000$
2	露天栈桥柱的横向位移	$H_c/2500$	
3	厂房和露天栈桥柱的纵向位移	$H_c/4000$	

注 1. H_c为基础顶面至吊车梁或吊车桁架顶面的高度。
2. 计算厂房或露天栈桥柱的纵向位移时，可假定吊车的纵向水平制动力分配在温度区段内所有的柱间支撑或纵向框架上。
3. 在设有A8级吊车的厂房中，厂房柱的水平位移（计算值）容许值宜减小10%。
4. 在设有A6级吊车的厂房中，厂房柱的纵向位移宜符合表中的要求。

（2）多层钢结构层间位移角限值。多层钢结构的层间位移角不宜超过表3-45中的数值。

表3-45 层间位移角容许值

结构体系			风荷载作用下	地震作用下	
			层间位移角	弹性层间位移角	弹塑性层间位移角
框架、框架-支撑			1/250	1/250	1/50
框-排架	侧向框-排架		1/250	—	—
	竖向框-排架	排架	1/150	—	—
		框架	1/250	—	—

注 1. 有桥式起重机时，层间位移角不宜超过1/400。
2. 对室内装修要求较高的建筑，层间位移角宜适当减小；无墙壁的建筑，层间位移角可适当放宽。
3. 轻型钢结构的层间位移角可适当放宽。

（3）大跨度钢结构位移限值。在永久荷载与可变荷载的标准组合下，结构的最大挠度值不宜超过表3-46中的容许挠度值。

在重力荷载代表值与多遇竖向地震作用标准值下的组合最大挠度值不宜超过表3-47的限值。

表3-46　非抗震组合时大跨度钢结构容许挠度值

结构类型		跨中区域	悬挑结构
以受弯为主的结构	桁架、网架、斜拉结构、张弦结构等	L/250（屋盖） L/300（楼盖）	L/125（屋盖） L/150（楼盖）
以受压为主的结构	双层网壳	L/250	L/125
	拱架、单层网壳	L/400	—
以受拉为主的结构	单层单索屋盖	L/200	—
	单层索网、双层索系以及横向加劲索系的屋盖、索穹顶屋盖	L/250	—

注　1. L为短向跨度或悬挑跨度。
2. 网架与桁架可预先起拱，起拱值可取不大于短向跨度的1/300。当仅为改善外观条件时，结构挠度可取永久荷载与可变荷载标准值作用下的挠度计算值减去起拱值，但结构在可变荷载作用下的挠度不宜大于结构跨度的1/400。
3. 对于设有悬挂起重设备的屋盖结构，其最大挠度值不宜大于结构跨度的1/400，在可变荷载作用下的挠度不宜大于结构跨度的1/500（在现行规范中，设有悬挂起重设备的常规屋盖结构挠度控制值同此，对大跨度屋盖结构，其最大挠度值不宜大于结构跨度的1/500，在可变荷载作用下的挠度不宜大于结构跨度的1/600）。
4. 索网结构的挠度为预应力之后的挠度。

表3-47　地震作用组合时大跨度钢结构容许挠度值

结构类型		跨中区域	悬挑结构
以受弯为主的结构	桁架、网架、斜拉结构、张弦结构等	L/250（屋盖） L/300（楼盖）	L/125（屋盖） L/150（楼盖）
以受压为主的结构	双层网壳、弦支穹顶	L/300	L/150
	拱架、单层网壳	L/400	—

注　L为短向跨度或悬挑跨度。

（二）钢筋混凝土结构

1. 受弯构件的挠度限值

钢筋混凝土受弯构件的最大挠度应按荷载的准永久组合，预应力混凝土受弯构件的最大挠度应按荷载的标准组合，并均应考虑荷载长期作用的影响进行计算，其计算值不应超过表3-48规定的挠度限值。

表3-48　钢筋混凝土受弯构件的挠度限值

构件类型		挠度限值
吊车梁	手动吊车	l_0/500
	电动吊车	l_0/600
屋盖、楼盖及楼梯构件	当l_0<7m时	l_0/200（l_0/250）
	当7m≤l_0≤9m时	l_0/250（l_0/300）
	当l_0>9m时	l_0/300（l_0/400）
煤斗梁		l_0/600
框架梁		l_0/300

注　1. l_0为构件的计算跨度；计算悬臂构件的挠度限值时，l_0按实际悬臂长度的2倍取用。
2. 表中括号内的数值适用于使用上对挠度有较高要求的构件。
3. 如果构件制作时预先起拱，且使用上也允许，则在挠度验算时，可将计算所得的挠度值减去起拱值；对预应力混凝土构件，尚可减去预应力所产生的反拱值。
4. 构件制作时的起拱值和预应力所产生的反拱值，不宜超过构件在相应荷载组合作用下的计算挠度值。
5. 煤斗梁任意两个支承点或悬吊点的挠度差不应超过5mm。

2. 钢筋混凝土结构的位移容许值

（1）钢筋混凝土结构在风和地震作用下的位移角限值见表3-49。

表3-49　钢筋混凝土结构在风和地震作用下的位移角限值

结构类型	弹性层间位移角 θ_e	弹塑性层间位移角 θ_p
钢筋混凝土框架	1/550	1/50
钢筋混凝土框架-抗震墙	1/700	1/80
竖向排架结构（汽机房运转层以上排架结构）	1/400	1/30

（2）当结构进行空间计算时，在风荷载作用下，主厂房A列柱顶侧移不宜超过H/600；在吊车刹车作用下，主厂房A列柱吊车梁顶处的横向侧移不宜超过H/1800。H为柱的高度。

（3）当山墙墙体采用砌体结构和大型墙板时，抗风梁的水平计算挠度不宜大于L/500；当采用金属压型墙板时不宜大于L/300。L为受弯构件的计算跨度。

二、构件裂缝控制要求

钢筋混凝土结构构件正截面的受力裂缝控制等级分为三级，等级划分及要求应符合下列规定：

一级：严格要求不出现裂缝的构件，按荷载标准

组合计算时，构件受拉边缘混凝土不应产生拉应力。

二级：一般要求不出现裂缝的构件，按荷载标准组合计算时，构件受拉边缘混凝土拉应力不应大于混凝土抗拉强度的标准值。

三级：允许出现裂缝的构件。对钢筋混凝土构件，按荷载准永久组合并考虑长期作用的影响计算时，构件的最大裂缝宽度不应超过表 3-50 规定的最大裂缝宽度限值；对预应力混凝土构件，按荷载标准组合并考虑长期作用的影响计算时，构件的最大裂缝宽度不应超过表 3-50 规定的最大裂缝宽度限值。对二 a 类环境的预应力构件，尚应按荷载准永久组合计算，且构件受拉边缘混凝土的拉应力不应大于混凝土的抗拉强度标准值。

结构构件应根据结构类型和表 3-51 规定的环境类别，按表 3-50 的规定选用不同的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值。

表 3-50　结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值　（mm）

环境类别	钢筋混凝土结构		预应力混凝土结构	
	裂缝控制等级	最大裂缝宽度	裂缝控制等级	最大裂缝宽度
一	三级	0.30（0.40）	三级	0.20
二 a		0.20		0.10
二 b			二级	—
三 a、三 b			一级	—

注 1. 对处于年平均相对湿度小于 60%地区一类环境下的受弯构件，其最大裂缝宽度限值可采用括号内的数值。
2. 在一类环境下，对钢筋混凝土屋架、托架及需作疲劳验算的吊车梁，其最大裂缝宽度限值应取为 0.20mm；对钢筋混凝土屋面梁和托梁，其最大裂缝宽度限值应取为 0.30mm。
3. 在一类环境下，对预应力混凝土屋架、托架及双向板体系，应按二级裂缝控制等级进行验算；对一类环境下的预应力混凝土屋面梁、托梁、单向板，应按表中二 a 级环境的要求进行验算；在一类和二 a 类环境下需作疲劳验算的预应力混凝土吊车梁，应按裂缝控制等级不低于二级的构件进行验算。
4. 表中规定的预应力混凝土构件的裂缝控制等级和最大裂缝宽度限值仅适用于正截面的验算；预应力混凝土构件的斜截面裂缝控制验算应符合 GB 50010 的有关规定。
5. 对于烟囱、筒仓和处于液体环境下的结构，其裂缝控制要求应符合专门标准的有关规定。
6. 对于处于四、五级环境下的结构构件，其裂缝控制等级要求应符合专门标准的有关规定。
7. 表中的最大裂缝宽度限值为用于验算荷载作用引起的最大裂缝宽度。

第五节　结构耐久性

一、混凝土结构

（1）混凝土结构应根据设计使用年限和环境类别进行耐久性设计，对于临时性的混凝土结构，可不考虑耐久性要求。耐久性设计应包括下列内容：

1）确定构件所处的环境类别。

2）提出对混凝土材料耐久性的基本要求。

3）确定构件中钢筋的混凝土保护层厚度。

4）确定不同环境条件下的耐久性技术措施。

5）提出结构使用阶段的检测与维护要求。

（2）混凝土结构暴露的环境类别应按表 3-51 的要求划分。暴露的环境是指混凝土结构表面所处的环境。

（3）设计使用年限为 50 年的混凝土结构，其混凝土材料宜符合表 3-52 的规定。

表 3-51　混凝土结构的环境类别

环境类别	条　件
一	室内干燥环境； 无侵蚀性静水浸没环境
二 a	室内潮湿环境； 非严寒和非寒冷地区的露天环境； 非严寒和非寒冷地区与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境； 严寒和寒冷地区的冰冻线以下与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
二 b	干湿交替环境； 水位频繁变动环境； 严寒和寒冷地区的露天环境； 严寒和寒冷地区的冰冻线以上与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
三 a	严寒和寒冷地区冬季水位变动区环境； 受除冰盐影响环境； 海风环境
三 b	盐渍土环境； 受除冰盐作用环境； 海岸环境
四	海水环境
五	受人为或自然的侵蚀性物质影响的环境

注 1. 室内潮湿环境是指构件表面经常处于结露或湿润状态的环境。
2. 严寒和寒冷地区的划分应符合 GB 50176《民用建筑热工设计规范》的有关规定。
3. 受除冰盐影响环境是指受到除冰盐盐雾影响的环境。受除冰盐作用环境是指被除冰盐溶液溅射的环境以及使用除冰盐地区的洗车房、停车楼等建筑。
4. 海岸环境和海风环境宜根据当地情况，考虑主导风向及结构所处迎风、背风部位等因素的影响，由调查研究和工程经验确定。

表 3-52　结构混凝土材料耐久性的基本要求

环境等级	最大水胶比	最低强度等级	最大氯离子含量（%）	最大碱含量（kg/m^3）
一	0.60	C20	0.30	不限制
二 a	0.50（0.55）	C25	0.20	3.0
二 b	0.50（0.55）	C30（C25）	0.15	
三 a	0.45（0.50）	C35（C30）	0.15	
三 b	0.40	C40	0.10	

注　1. 氯离子含量是指其占胶凝材料总量的百分比。
2. 预应力构件混凝土中的最大氯离子含量为 0.06%；其最低混凝土强度等级宜按表中的规定提高两个等级。
3. 素混凝土构件的水胶比及最低强度等级的要求可适当放松。
4. 有可靠工程经验时，二类环境中的最低混凝土强度等级可降低一个等级。
5. 处于严寒和寒冷地区二 b、三 a 类环境中的混凝土应使用引气剂，并可采用括号中的有关参数。
6. 当使用非碱活性骨料时，对混凝土中的碱含量可不作限制。

（4）混凝土结构及构件尚应采取下列耐久性技术措施：

1）预应力混凝土结构中的预应力筋应根据具体情况采取表面防护、孔道灌浆、加大混凝土保护层厚度等措施，外露的锚固端应采取封锚和混凝土表面处理等有效措施。

2）有抗渗要求的混凝土结构，混凝土的抗渗等级应符合有关标准的要求。

3）严寒和寒冷地区的潮湿环境中，结构混凝土应满足抗冻要求，混凝土抗冻等级应符合有关标准的要求。

4）处于二、三类环境中的悬臂构件宜采用悬臂梁-板的结构形式，或在其上表面增设防护层。

5）处于二、三类环境中的结构构件，其表面的预埋件、吊钩、连接件等金属部件应采取可靠的防锈措施。对于后张预应力混凝土外露金属锚具，应采取可靠的防腐及防火措施，并符合下列规定：

a. 无黏结预应力钢筋外露锚具应采用注有足够防腐油脂的塑料帽封闭锚具端头，并应采用无收缩砂浆或细石混凝土封闭。

b. 对处于二 b、三 a、三 b 类环境条件下的无黏结预应力锚固系统，应采用全封闭的防腐蚀体系，其封锚端及各连接部位应能承受 10kPa 的静水压力而不得透水。

c. 采用混凝土封闭时，其强度等级宜与构件混凝土强度等级一致，且不应低于 C30。封锚混凝土与构件混凝土应可靠黏结，如锚具在封闭前应将周围混凝土界面凿毛并冲洗干净，且宜配置 1～2 片钢筋网，钢筋网应与构件混凝土拉结。

d. 采用无收缩砂浆或混凝土封闭保护时，其锚具及预应力筋端部保护层厚度：一类环境时不应小于 20mm；二 a、二 b 类环境时不应小于 50mm；三 a、三 b 类环境时不应小于 80mm。

6）处在三类环境中的混凝土结构构件，可采用阻锈剂、环氧树脂涂层钢筋或其他具有耐腐蚀性能的钢筋，采用阴极保护措施或采用可更换的构件等措施。

（5）一类环境中，设计使用年限为 100 年的混凝土结构应符合下列规定：

1）钢筋混凝土结构的最低强度等级为 C30；预应力混凝土结构的最低强度等级为 C40。

2）混凝土中的最大氯离子含量为 0.06%。

3）宜使用非碱活性骨料，当使用碱活性骨料时，混凝土中的最大碱含量为 $3.0kg/m^3$。

4）混凝土保护层厚度应符合 GB 50010 的规定；当采取有效的表面防护措施时，混凝土保护层厚度可适当减小。

（6）二、三类环境中，设计使用年限 100 年的混凝土结构应采取专门的有效措施。

（7）耐久性环境类别为四类和五类的混凝土结构，其耐久性要求应符合有关标准的规定。四类环境可参考 JTJ 267《港口工程混凝土结构设计规范》。五类环境可参考 GB 50046《工业建筑防腐蚀设计规范》。

（8）混凝土结构在设计使用年限内尚应遵守下列规定：

1）建立定期检测、维修制度。

2）设计中可更换的混凝土构件应按规定更换。

3）构件表面的防护层应按规定维护或更换。

4）结构出现可见的耐久性缺陷时，应及时进行处理。

二、钢结构

钢结构具有承载力高、自重轻、抗震性能好、工厂化程度高、施工速度快等优点，但也存在耐腐蚀性差、耐火性差等缺点。钢结构的腐蚀与相对湿度和大气中侵蚀性物质的含量有密切关系。一般情况下，相对湿度在 60%以下时，钢材的大气腐蚀是轻微的。例如，在干燥的亚热带气候或在温带气候的建筑物室内，钢材的腐蚀只可能在有限的范围内发生。但当相对湿度增加到某一数值时，腐蚀速度将会突然上升。钢结构腐蚀是结构在长期使用过程中不可避免的一种现象，不仅造成经济损失，而且会对结构安全造成影响。

除采用耐大气腐蚀性能强的钢材外，在钢结构表

面涂刷防护涂层，也是目前钢结构防腐的主要措施之一。钢结构防锈和防腐蚀采用的涂料、钢材表面的除锈等级以及防腐蚀对钢结构的构造要求等，应符合GB 50046、JGJ/T 251《建筑钢结构防腐蚀技术规程》和GB/T 8923《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》的要求。防护涂层的品种和厚度一般按使用年限大于15年确定。

钢结构的防腐涂装方案可根据表3-53选用。需要特别说明的是，作防火涂层的钢材表面，可除锈后只作底漆涂层，底漆应与防火涂料相匹配。当要求底漆为耐高温漆（400℃）时，宜选用有机硅富锌底漆或溶剂型无机富锌底漆。

表3-53 钢结构用底漆、中间漆与面漆的配套组合表

<table>
<tr><th>序号</th><th>底漆与中间漆</th><th>面漆</th><th>最低除锈等级</th><th>适用环境构件</th></tr>
<tr><td>1</td><td>红丹系列（油性防锈漆、醇酸或酚醛防锈漆）底漆2遍；
铁红系列（油性防锈漆、醇酸底漆、酚醛防锈漆）底漆2遍；
云铁醇酸防锈漆底漆2遍</td><td>各色醇酸磁漆2～3遍</td><td>Sa2.5</td><td>无侵蚀作用构件</td></tr>
<tr><td>2</td><td>氯化橡胶底漆1遍</td><td>氯化橡胶面漆2～4遍</td><td>Sa2.5</td><td rowspan="6">（1）室内、外弱侵蚀作用的重要构件。
（2）中等侵蚀环境的各类承重结构</td></tr>
<tr><td>3</td><td>氯磺化聚乙烯底漆2遍+氯磺化聚乙烯中间漆1～2遍</td><td>氯磺化聚乙烯面漆2～3遍</td><td>Sa2.5</td></tr>
<tr><td>4</td><td>铁红环氧醋底漆1遍+环氧防腐漆2～3遍</td><td>环氧清（彩）漆1～2遍</td><td>Sa2.5</td></tr>
<tr><td>5</td><td>铁红环氧底漆1遍+环氧云铁中间漆1～2遍</td><td>氯化橡胶漆2遍</td><td>Sa2.5</td></tr>
<tr><td>6</td><td>聚氨醋底漆1遍+聚氨醋磁漆2～3遍</td><td>聚氨酯清漆1～3遍</td><td>Sa2.5</td></tr>
<tr><td>7</td><td>环氧富锌底漆1遍+环氧云铁中间漆2遍</td><td>氯化橡胶面漆2遍</td><td>Sa2.5</td></tr>
<tr><td>8</td><td>无机富锌底漆1遍+环氧云铁中间漆1遍</td><td>氯化橡胶面漆2遍</td><td>Sa2.5</td><td rowspan="2">需特别加强防锈蚀的重要结构</td></tr>
<tr><td>9</td><td>无机富锌底漆2遍+环氧中间漆2～3遍（75～100μm）+（75～125μm）</td><td>脂肪族聚氨酯面漆2遍（50μm）</td><td>Sa2.5</td></tr>
</table>

注 1. 第4项匹配组合（环氧清漆面漆）不适用于室外曝晒环境。
2. 当要求较厚的涂层厚度（总厚度>150μm）时，第2、5项及6项组合的中间漆或面漆宜采用厚浆型涂料。

钢结构除必须采取防锈措施（除锈以后涂以油漆或金属镀层）外，尚应在构造上尽可能避免出现难以检查、清刷和油漆之处，以及容易积留湿气和大量灰层的死角或凹槽。闭口截面构件应沿全长和端部焊接封闭。

除特殊要求外，设计中一般不考虑锈蚀而再加大钢材截面的厚度。

柱脚在地面以下的部分应采用强度等级较低的混凝土包裹（保护层厚度不应小于50mm），并应使包裹的混凝土高出室外地面不小于150mm，室内地面不小于50mm。当柱脚底面在地面以上时，柱脚底面应高出室外底面不小于100mm，室内地面不小于50mm。

在钢结构设计文件中应注明使用单位在使用过程中，对结构防腐蚀应进行定期检查和维修的要求。

第六节 抗震设计基本规定

发电厂建（构）筑物的抗震设计应贯彻执行《中华人民共和国建筑法》和《中华人民共和国防震减灾法》，并实行以预防为主的方针，使其经抗震设防后，减轻地震破坏，避免人员伤亡和建（构）筑物完全丧失使用功能，减少经济损失。

抗震设防烈度为6度和6度以上地区的发电厂建（构）筑物，必须进行抗震设计。发电厂建（构）筑物抗震设防烈度应按国家规定的权限审批、颁发的文件（图件）确定。一般情况下，抗震设防烈度应采用根据中国地震动参数区划图确定的地震基本烈度（GB 50011《建筑抗震设计规范》中设计基本地震加速度值所对应的烈度值）。对于按有关规定进行地震安全性评价的发电厂，抗震设防烈度应按批准的地震安全性评价报告确定。

一、抗震设防分类

发电厂建（构）筑物抗震设防分类标准应符合GB 50260《电力设施抗震设计规范》和GB 50223《建筑工程抗震设防分类标准》的规定。发电厂建（构）筑物抗震设防分类应按表3-54确定。

重要发电厂是指：①单机容量为300MW及以上或规划容量为800MW及以上的火力发电厂；②停电会造成重要设备严重破坏或危及人身安全的工矿企业的热电厂、自备电厂；③供应20万人口以上规模的城镇集中供热的热电厂；④经主管部（委）批准，在地震时必须保障正常供电的其他电厂。

表 3-54 发电厂建（构）筑物抗震设防分类

类 别	建（构）筑物名称
重点设防类（简称乙类）	重要电力设施的主厂房、集中控制楼、空冷器支架、烟囱、烟道、网控通信楼、屋内配电装置室、碎煤机室、运煤转运站、运煤栈桥、圆形封闭煤场、热网首站、氢气站；燃油和燃气机组发电厂的燃料供应设施；发电厂的消防站或消防车库
标准设防类（简称丙类）	除乙、丁类以外的其他建（构）筑物
适度设防类（简称丁类）	一般材料库、自行车棚和厂区厕所

注 1. 当规模很小的乙类工业建筑采用了抗震性能较好的结构体系时，允许按丙类设防。
2. 主厂房包括固定端结构和屋盖系统，当厂房内部的平台结构与框排架连为整体时，也包括平台结构。

二、结构选型

发电厂多层建（构）筑物不宜采用单跨框架结构，当采用单跨框架结构时，应采取提高结构安全度的可靠措施。地震区主厂房结构选型应综合考虑抗震设防烈度、场地土特性、电厂的重要性以及厂房布置等条件，宜优先选用抗震性能较好的钢结构。常规布置的主厂房结构选型可按以下原则确定：

（1）6 度及 7 度Ⅰ～Ⅱ类场地时，主厂房宜采用钢筋混凝土框架结构；7 度Ⅲ～Ⅳ类场地时，主厂房宜采用钢筋混凝土框架-抗震墙结构或钢筋混凝土框架-支撑体系结构，也可采用钢结构。

（2）8 度Ⅱ～Ⅳ类场地时，主厂房宜采用钢结构，结构体系宜选择框架-支撑体系。

（3）单机容量为 1000MW 及以上时，主厂房宜采用钢结构。当采用钢筋混凝土结构时，应进行专门论证。

主厂房钢筋混凝土框架应采用现浇结构。

三、结构布置要求

建（构）筑物结构布置应重视抗震概念设计的要求，厂房结构应与工艺专业统一规划，平面和竖向布置宜规则、均匀，合理布置结构抗侧力体系和结构构件，提高结构体系的抗震性。结构布置要求如下：

（1）地震区主厂房框架平面布置，应控制局部凹凸变化，不宜采用集中控制楼插入框架的平面布置，不应采用局部单排架布置。需要采用时宜按实际需要增设防震缝。

（2）结构体系宜有多道防线，两个主轴方向的动力特性宜接近，且宜具有合理的刚度。

（3）主厂房不宜采用错层结构，尽可能避免形成结构薄弱层。

（4）汽机房采用大平台时，检修场地不宜布置在结构单元的端部。

（5）主厂房煤仓间平面局部突出较多的头部转运站，宜增设防震缝形成独立结构。

（6）主厂房支承煤斗的楼层应设置现浇钢筋混凝土楼板，加强楼层的水平刚度。煤斗与主厂房框架结构的连接应进行抗震设计，并采取有效的抗震措施。可在相邻楼层设置煤斗水平支撑结构。

（7）屋面结构应采用自重轻、重心低、整体性强的结构，屋架和柱顶、屋面板与屋架、支撑与主体之间的连接应牢固。不应采用无端屋架或屋面梁的山墙承重结构。

（8）楼板开孔较小且采用抗剪连接件与钢梁组成的钢-混凝土组合楼（屋）盖，其楼板下方可不设置水平支撑，计算时可考虑其空间作用。

（9）主厂房结构与锅炉钢架宜采用各自独立的结构体系。

（10）8 度和 9 度地区主厂房可采用消能减震设计。

（11）高烈度设防区，应通过工艺布置协调，尽量使重型设备降低重心布置。

四、抗震等级及抗震构造措施

发电厂建（构）筑物应根据抗震设防烈度、结构类型和结构高度采用不同的抗震等级，并符合相应的计算和构造措施要求。丙类钢筋混凝土建（构）筑物的抗震等级应按表 3-55 确定。丙类钢结构主厂房框排架，7 度、8 度和 9 度的抗震等级应分别按四级、三级和二级采用。

表 3-55 现浇钢筋混凝土建（构）筑物的抗震等级

设防烈度	主厂房框架或框架-支撑结构		主厂房框架-抗震墙结构			集中控制楼、屋内配电装置楼	运煤栈桥	
	高度（m）	框架	高度（m）	框架	抗震墙		高度（m）	框架、框架-支撑
6	<25	四	≤50	四	三	三	<30	四
	25～55	三	>50	三			≥30	三
7	<25	三	≤50	三	二	二	<30	三
	25～55	二	>50	二			≥30	二

续表

设防烈度	主厂房框架或框架-支撑结构		主厂房框架-抗震墙结构			集中控制楼、屋内配电装置楼	运煤栈桥	
	高度（m）	框架	高度（m）	框架	抗震墙		高度（m）	框架、框架-支撑
8	<25	二	<50	二	一	一	<30	二
	25～50	一	50～60	一			≥30	一
9	注 4		≤50	一	一	一	一	一

注 1．主厂房外侧柱应符合 GB 50011 中单层工业厂房的有关规定。
2．表中未规定者应按照 GB 50260 和 GB 50011 的规定确定。
3．乙类建（构）筑物应提高一度采取抗震措施，丁类建（构）筑物抗震措施可适当降低，但不应低于 6 度。
4．当主厂房框架提高一度按 9 度采取抗震措施时，应采取比一级更高要求的抗震措施。
5．主厂房框架仅在单方向设置抗震墙或抗震支撑时，应按框架结构确定抗震等级。
6．表中高度是指室外地面至檐口的距离（不包括局部突出屋面部分）。

建筑场地为Ⅰ类时，乙类建（构）筑物应允许按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施；丙类建（构）筑物应允许按本地区抗震设防烈度降低一度的要求采取抗震构造措施，但不应低于 6 度。当建筑场地为Ⅲ、Ⅳ类时，对设计基本地震加速度 0.15g 和 0.3g 的地区，建（构）筑物宜分别按 8 度（0.2g）和 9 度（0.4g）采取抗震构造措施。

汽机房屋盖的抗震构造措施应符合以下规定：

（1）屋架（屋面梁）与支座采用螺栓连接时，安装完毕后应将螺杆与螺帽焊牢。屋架端部支承垫板的厚度不宜小于 16mm。

（2）有檩屋盖的檩条应与屋架（屋面梁）焊牢，并保证支承长度。采用双脊檩条时，应在跨度 1/3 处互相拉结，轻型屋盖的压型钢板应与檩条拉结牢固。

五、地震作用计算一般规定

电厂建（构）筑物的地震作用按 GB 50011 和 DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》的规定确定。计算结构地震作用时，建筑的重力荷载代表值应取结构、构配件重力荷载标准值和可变荷载组合值之和。计算各可变荷载重力荷载代表值时的组合值系数按表 3-4 确定。

建筑结构的地震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期以及阻尼比确定。一般情况下，电厂建（构）筑物只需考虑水平地震作用，其水平地震影响系数最大值应按表 3-56 采用；特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表 3-57 采用。计算罕遇地震作用时，特征周期应增加 0.05s。周期大于 6.0s 的建筑结构所采用的地震影响系数应专门研究。

表 3-56　水平地震影响系数最大值

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	0.04	0.08（0.12）	0.16（0.24）	0.32
罕遇地震	0.28	0.50（0.72）	0.90（1.20）	1.40

注　括号中数字分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 地区。

表 3-57　特征周期值　（s）

设计地震分组	场地类别				
	$Ⅰ_0$	$Ⅰ_1$	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

地震影响系数曲线按图 3-2 采用。

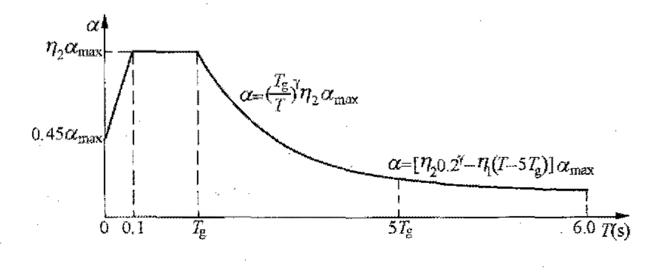


图 3-2　地震影响系数曲线

α—地震影响系数；α_{max}—地震影响系数最大值；
η_1—直线下降段的下降斜率调整系数；γ—衰减指数；
T_g—特征周期；η_2—阻尼调整系数；T—结构自振周期

当阻尼比等于 0.05 时，地震影响系数曲线的阻尼调整系数应按 1.0 采用，形状参数应按下列规定取用：

（1）直线上升段，周期小于 0.1s 的区段。

（2）水平段，自 0.1s 至特征周期的区段，应取最大值（α_{max}）。

（3）曲线下降段，自特征周期至 5 倍特征周期的区段，衰减指数应取 0.9。

（4）直线下降段，自 5 倍特征周期至 6s 的区段，下降斜率调整系数应取 0.02。

当阻尼比不等于 0.05 时，地震影响系数曲线的阻尼调整系数和形状参数应按下列规定取用：

曲线下降段的衰减指数γ应按式（3-37）确定：

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05-\zeta}{0.3+6\zeta} \tag{3-37}$$

式中　ζ——阻尼比。

直线下降段的下降斜率调整系数η_1应按式（3-38）确定：

$$\eta_1 = 0.02 + \frac{0.05-\zeta}{4+32\zeta} \tag{3-38}$$

当$\eta_1 < 0$ 时取 0。

阻尼调整系数η_2按式（3-39）确定：

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05-\zeta}{0.08+1.6\zeta} \tag{3-39}$$

当$\eta_2 < 0.55$ 时，应取 0.55。

电厂建（构）筑物在一般情况下只需考虑水平地震作用，并可在两个主轴方向分别进行抗震验算。水平地震作用的计算应符合以下规定：

（1）高度不超过 40m，以剪切变形为主，且质量和刚度沿高度分布较均匀的结构，以及近似单质点体系的结构，可采用底部剪力法等简化方法。

（2）除第一款的建筑结构外，宜采用振型分解反应谱法。结构布置不规则，质量和刚度明显分布不对称的结构，应计入结构扭转的影响。

（3）8 度Ⅱ～Ⅳ类场地和 9 度时，单机容量为 600MW 及以上的主厂房除按第二款计算水平地震作用外，还应采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算，可取多条时程曲线计算结果的平均值与振型分解反应谱法计算结果的较大值。

屋顶通风器的连接部位，其水平地震作用效应宜乘以增大系数 1.5。突出建筑物顶层的屋顶小间、女儿墙等，其水平地震作用效应宜乘以增大系数 3。增大部分的作用不应往下传递。采用振型分解法时，突出屋面部分可作为一个质点。

汽机房屋架与柱顶采用铰接连接时，屋架端部及柱连接支座杆件地震作用效应宜乘以地震增大系数，当为框排架平面计算时取 2.0。当验算屋架与柱子连接点焊缝和螺栓的抗剪强度时，其每端地震作用效应增大系数宜按以下规定取值。

（1）对于焊接，宜取该跨柱支座杆件地震作用效应乘以增大系数 2.0，再乘以加强系数 1.5。

（2）对于螺栓连接，宜取该跨柱支座杆件地震作用效应乘以增大系数 2.0，再乘以加强系数 1.2。在厂房结构的地震作用计算分析中，应计入内部连接平台、相邻连接结构的相互影响，连接构件的地震作用效应宜乘以地震增大系数 1.2。

对于 8 度和 9 度的汽机房屋盖网架、烟囱，大跨度（8 度地区跨度大于 24m、9 度地区跨度大于 18m）的屋架、托架、栈桥、天桥和长悬臂（8 度地区长 2m、9 度地区长 1.5m）结构，均应计算竖向地震作用。9 度时高度大于 40m 的建（构）筑物也应计算竖向地震作用。竖向地震作用按 GB 50011 的规定计算。

六、抗震验算

电厂建（构）筑物应根据本章的相关规定进行抗震承载力计算和变形验算。但下列情况的建（构）筑物可不进行结构的抗震验算，但应符合抗震措施的规定：

（1）6 度时的建（构）筑物［建造在Ⅳ类场地的主厂房建筑以及高度大于 40m 的其他建（构）筑物除外］。

（2）6 度和 7 度Ⅰ、Ⅱ类场地时，柱高不超过 10m，且结构单元两端均有山墙、各跨等高的钢筋混凝土单层厂房。

（3）6～8 度Ⅰ类场地的地下管沟、隧道、缝式煤槽等地下构筑物。

（4）6 度和 7 度Ⅰ、Ⅱ类场地、基本风压不小于 $0.5kN/m^2$ 的钢筋混凝土烟囱。

抗震变形验算要求及变形限值应符合 GB 50011 的规定。抗震变形验算应符合以下规定：

（1）电厂建（构）筑物应进行多遇地震作用下弹性阶段抗震变形验算。

（2）电厂建（构）筑物罕遇地震下结构的变形验算应符合 GB 50011 的规定。主厂房符合下列情况之一时，应进行罕遇地震作用下薄弱层的弹塑性变形验算：

1）7～9 度时楼层屈服强度系数小于 0.5 的钢筋混凝土结构。

2）8 度Ⅱ～Ⅳ类场地时乙类建筑中的钢筋混凝土结构和 9 度时乙类建筑中的钢结构。

3）采用消能减震设计的结构。

第四章

地 基 基 础

第一节 基 础 类 型

一、基础的分类

电厂建（构）筑物结构通常可分为上部结构和基础，建（构）筑物的全部荷载通过基础传递到地基上。按照基础埋置深度，通常可将基础分为浅基础和深基础两大类。

浅基础一般直接坐落在地基上，埋深较浅（一般3～5m），施工时采用普通的基坑开挖，敞坑排水的方式浇筑基础。根据基础材料的不同，浅基础可以分为无筋（砖、石、素混凝土）扩展基础、钢筋混凝土扩展基础。电厂结构设计中常用的钢筋混凝土扩展基础，按基础的结构型式、受力特征又可以分为独立基础、条形基础、片筏基础、块体基础。一些浅基础由于埋深较浅且承受较大的水平力，或者有较大的上拔力时，需要采用岩石锚杆基础。此外，为节省钢筋混凝土用量，可根据受力条件将片筏基础改进成箱型基础、壳体基础和折板基础等。

表4-1给出了建（构）筑物浅基础的分类。在电厂结构设计中，大块式基础一般用于燃气轮机基础及辅助设备基础。

表4-1　建（构）筑物浅基础的分类

按材料分类	结构型式	受力特征
无筋（砖、毛石、灰土、三合土、混凝土）扩展基础	独立基础	以受压为主
	条形基础	
	块体基础	
钢筋混凝土扩展基础	独立基础	可以承受压、弯
	条形基础	
	片筏基础	
	岩石锚杆基础	可以承受拉、压、弯
	块体基础	一般作为动力设备基础
	箱型基础	空间受力结构
	壳体基础	可以承受压、弯
	折板基础	

深基础一般采用特殊的施工方法将基础埋置在较深的地基土层中，上部结构的荷载通过深基础传递到深层的地基上，其荷载传递方式、计算方法和浅基础完全不同。常用的深基础有桩基础、沉井、地下连续墙等，在电厂土建结构设计中，一般常用的深基础为桩基础。在循环水泵房、补给水泵房和翻车机室等超大型地下结构中会用到沉井和地下连续墙。

在本章中深基础仅指桩基础，其基础材料一般均为钢筋混凝土。按基础的大小、形状、受力特征又可以分为独立桩基础、条形桩基础、片筏桩基础、块体桩基础和箱型桩基础。表4-2是电厂建（构）筑物桩基础的分类情况。

表4-2　电厂建（构）筑物桩基础的分类

结构型式	受力特征
独立桩基础	可以承受拉、压、弯
条形桩基础	
片筏桩基础	
块体桩基础	一般作为动力设备基础
箱型桩基础	空间受力结构

二、基础类型的选择原则

基础类型应根据上部荷载的特点（大小）、地基条件和使用要求等因素，进行综合技术经济比较后确定。就经济性而言，一般应尽量采用独立的扩展基础，然后是条形基础，最后是片筏基础。但对于一些对差异沉降比较敏感的建（构）筑物，如汽轮发电机组基座、烟囱基础等，一般采用刚度较大的片筏基础。表

4-3 为电厂常用的建（构）筑物基础型式。

表 4-3　电厂常用的建（构）筑物基础型式

建（构）筑物名称	浅基础常用类型	桩基础常用类型
主厂房	独立基础、条形基础、片筏基础	独立桩基础、条形桩基础、片筏桩基础
集中控制楼	独立基础、条形基础、片筏基础	独立桩基础
烟囱	片筏基础（圆形或者环形）	片筏桩基础（圆形或者环形）
锅炉	独立基础、条形基础、片筏基础	独立桩基础、条形桩基础、片筏桩基础
烟道支架	独立基础	独立桩基础
汽轮发电机组基座	片筏基础	片筏桩基础
电气控制楼	独立基础、条形基础	独立桩基础
屋内配电装置楼	独立基础、条形基础、片筏基础	独立桩基础、条形桩基础、片筏桩基础
输煤转运站	独立基础、条形基础、片筏基础	独立桩基础
输煤栈桥	独立基础、条形基础、片筏基础	独立桩基础
圆形封闭煤场	片筏基础（环形）	片筏桩基础（环形）
灰库	片筏基础	独立桩基础、条形桩基础、片筏桩基础
风机基础	大块式基础	大块式桩基础
厂区配电间	独立基础、条形基础	独立桩基础
主变压器、厂用变压器基础	片筏基础	独立桩基础、片筏桩基础
输煤综合楼	独立基础、条形基础、片筏基础	独立桩基础
干煤棚	条形基础、片筏基础	条形桩基础、片筏桩基础
斗轮机基础	独立基础、条形基础、片筏基础	独立桩基础、条形桩基础、片筏桩基础

第二节　基础设计要点

一、地基基础设计的基本规定

1. 地基基础的设计等级

地基基础设计应根据地基复杂程度、建（构）筑物规模和功能特征以及由于地基问题可能造成建（构）筑物破坏或影响正常使用的程度分为三个设计等级，设计时应根据具体情况，按表 4-4 选用。

表 4-4　地基基础设计等级

设计等级	建（构）筑物和地基类型
甲级	主厂房（包括汽轮发电机基础、锅炉构架基础）、集中（主）控制楼、网络通信楼、220kV 及以上的屋内配电装置楼、高度不低于 200m 的烟囱、空冷器支架、跨度大于 30m 的厂房建筑、场地及地质条件复杂的建（构）筑物
乙级	除甲级、丙级以外的其他生产建（构）筑物、辅助及附属建（构）筑物
丙级	机炉检修间、材料库、机车库、汽车库、材料棚库、推煤机库、警卫传达室、厂区围墙、自行车棚、综合管架及临时建（构）筑物，场地和地基条件简单、荷载分布均匀的建（构）筑物

2. 基础设计的基本内容和步骤

（1）根据地质资料、试桩报告、上部结构荷载特点和使用要求等确定地基基础的方案和基础类型。

（2）确定基础埋置深度和修正后的地基承载力特征值。

（3）根据地基或单桩承载力计算基础尺寸。

（4）进行基础的结构设计（包括抗弯、抗剪、抗冲切计算）。

（5）根据不同的地基基础设计等级要求进行变形验算。

（6）对建造在斜坡上或边坡附近的建（构）筑物及软土地基上的大面积堆载场地，尚应验算地基稳定性。

（7）建（构）筑物基础存在浮力作用时，尚应进行抗浮稳定性验算。

（8）绘制基础施工图。

3. 关于作用效应和相关抗力（变形）限值的规定

（1）按地基承载力确定基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时，传至基础或承台底面上的作用效应应按正常使用极限状态下作用的标准组合，相应的抗力应采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值。

（2）计算地基变形时，传至基础底面上的作用效应应按正常使用极限状态下作用的准永久组合，不应计入风荷载和地震作用，相应的限值应为地基变形允许值。

（3）计算地基稳定以及基础抗浮稳定时，作用效应应按承载能力极限状态下作用的基本组合，但其分项系数均为 1.0。

（4）在确定基础或桩基承台高度、计算基础结构内力、确定配筋和验算材料强度时，上部结构传来的

作用效应和相应的基底反力，应按承载能力极限状态下作用的基本组合，采用相应的分项系数。当需要验算基础裂缝宽度时，应按正常使用极限状态作用的标准组合。

（5）基础设计安全等级、结构设计使用年限、结构重要性系数应按有关规范的规定采用，但结构重要性系数（γ_0）不应小于 1.0。

（6）主厂房吊车荷载，在计算地基变形时，应仅考虑吊车自重产生的荷载。

4. 基础防腐蚀设计规定

根据 GB 50046《工业建筑防腐蚀设计规范》的要求，基础防腐蚀设计应根据场地的腐蚀性等级，满足以下要求：

（1）基础和基础梁的腐蚀等级。

1）位于受污染的场地时，应按 GB 50021《岩土工程勘察规范》的有关规定确定。

2）生产过程中泄漏的介质对基础、基础梁的腐蚀性等级，可按 GB 50046—2008 中表 3.1.5 降低一级确定。

3）当污染土、地下水和上层过程中泄漏的介质共同作用时，应按腐蚀性等级高的确定。

（2）在腐蚀性的场地中，基础材料应采用素混凝土、钢筋混凝土或毛石混凝土。素混凝土和毛石混凝土的强度等级不应低于 C25。钢筋混凝土的混凝土强度等级宜符合表 4-5 的要求。

表 4-5 基础结构混凝土的基本要求

项 目	腐蚀性等级		
	强	中	弱
最低混凝土强度等级	C40	C35	C30
最小水泥用量（kg/m^3）	340	320	300
最大水灰比	0.40	0.45	0.50
最大氯离子含量（水泥用量的百分比，%）	0.08	0.10	0.10

注 1. 预应力混凝土构件最低混凝土强度等级应按表中提高一个等级，最大氯离子含量为水泥用量的 0.06%。
2. 当混凝土中掺入矿物掺合料时，表中“水泥用量”为“胶凝材料用量”，“水灰比”为“水胶比”。

（3）在腐蚀性的场地中，基础的埋置深度应符合：生产过程中，当有硫酸、氢氧化钠、硫酸钠等介质泄漏作用，会使地基土产生膨胀时，埋置深度不应小于 2m；当有腐蚀性液态介质泄漏作用时，埋置深度不应小于 1.5m；当基础附近有腐蚀性溶液的储槽或储罐的地坑时，基础的底面应低于储槽或地坑的底面不小于 500mm。

（4）在腐蚀性的场地中，基础应设垫层。基础与垫层的防护要求应符合表 4-6 的规定；基础梁的防护要求应符合表 4-7 的规定。采用掺入抗硫酸盐的外加剂、钢筋阻锈剂、矿物掺合料的混凝土，其性能满足防腐蚀要求时，可用于制作垫层、基础、基础梁，并可不做表面防护。

表 4-6 基础与垫层的防护要求

腐蚀性等级	垫层材料	基础的表面防护
强	耐腐蚀材料	（1）环氧沥青或聚氨酯沥青涂层，厚度≥500μm。 （2）聚合物水泥砂浆，厚度≥10mm。 （3）树脂玻璃鳞片涂层，厚度≥300μm。 （4）环氧沥青、聚氨酯沥青贴玻璃布，厚度≥1mm
中	耐腐蚀材料	（1）沥青冷底子油两遍，沥青胶泥涂层，厚度≥500μm。 （2）聚合物水泥砂浆，厚度≥5mm。 （3）环氧沥青或聚氨酯沥青涂层，厚度≥300μm
弱	C20 混凝土，厚度 100mm	（1）表面不做防护。 （2）沥青冷底子油两遍，沥青胶泥涂层，厚度≥300μm。 （3）聚合物水泥浆两遍

注 1. 当表中有多种防护措施时，可根据腐蚀性介质的性质和作用程度、基础的重要性等因素选用其中一种。
2. 埋入土中的混凝土结构或砌体结构，其表面应按本表进行防护。砌体结构表面应先用 1:2 水泥砂浆抹面。
3. 垫层的耐腐蚀材料可采用沥青混凝土（厚 100mm）、碎石灌沥青（厚 150mm）、聚合物水泥混凝土（厚 100mm）等。

表 4-7 基础梁的防护要求

腐蚀性等级	基础梁的表面防护
强	（1）环氧沥青、聚氨酯沥青贴玻璃布，厚度≥1mm。 （2）树脂玻璃鳞片涂层，厚度≥500μm。 （3）聚合物水泥砂浆，厚度≥15mm
中	（1）环氧沥青或聚氨酯沥青涂层，厚度≥500μm。 （2）聚合物水泥砂浆，厚度≥10mm。 （3）树脂玻璃鳞片涂层，厚度≥300μm
弱	（1）环氧沥青或聚氨酯沥青涂层，厚度≥300μm。 （2）聚合物水泥砂浆，厚度≥5mm。 （3）聚合物水泥浆两遍

注 当表中有多种防护措施时，可根据腐蚀性介质的性质和作用程度、基础梁的重要性等因素选用其中一种。

5. 地基基础的抗震设计规定

（1）下列建筑的天然地基及基础可不进行抗震验算。

1）GB 50011 规定可不进行上部结构抗震验算的建筑。

2）地基主要受力层范围内不存在软弱黏性土层的下列建筑：

a. 一般的单层厂房和单层空旷房屋。

b. 砌体房屋。

c. 不超过 8 层且高度在 24m 以下的一般民用框架和框架-抗震墙房屋。

d. 基础荷载与 c 项相当的多层框架厂房和多层混凝土抗震墙房屋。

软弱黏性土层是指 7 度、8 度和 9 度时，地基承载力特征值分别小于 80、100、120kPa 的土层。

（2）地面以下存在饱和砂土和粉土时，除 6 度外，均应进行液化判别；存在液化土层的地基，应根据建筑的抗震设防类别、地基的液化等级，结合具体情况采取相应的措施（饱和土液化判别要求不含黄土、粉质黏土）。

1）当液化砂土层、粉土层较平坦且均匀时，宜按表 4-8 选用地基抗液化措施；尚可计入上部结构重力荷载对液化危害的影响，根据液化沉陷量的估计适当调整抗液化措施。不宜将未经过处理的液化土层作为天然地基持力层。

表 4-8　　抗液化措施

建筑抗震设防类别	地基的液化等级		
	轻微	中等	严重
乙类	部分消除液化沉陷，或对基础和上部结构处理	全部消除液化沉陷，或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理	全部消除液化沉陷
丙类	基础和上部结构处理，也可不采取措施	基础和上部结构处理，或采取更高要求的措施	全部消除液化沉陷，或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理
丁类	可不采取措施	可不采取措施	基础和上部结构处理，或采取其他经济的措施

2）全部消除地基液化沉陷的措施应符合下列要求：

a. 采用桩基时，桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度（不包括桩尖部分），应按计算确定，且对碎石土，砾、粗、中砂，坚硬黏性土和密实粉土尚不应小于 0.8m，对其他非岩石土尚不宜小于 1.5m。

b. 采用深基础时，基础底面应埋入液化深度以下的稳定土层中，其深度不应小于 0.5m。

c. 采用加密法加固时，应处理至液化深度下界；振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于液化判别标准贯入锤击数临界值。

d. 用非液化土替换全部液化土层，或增加上覆非液化土层的厚度。

e. 采用加密法或换土法处理时，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2 且不小于基础宽度的 1/5。

3）部分消除地基液化沉陷的措施应符合下列要求：

a. 处理深度应使处理后的地基液化指数减少，其值不宜大于 5；大面积筏基、箱基的中心区域，处理后的液化指数可比上述规定降低 1；对独立基础和条形基础，尚不应小于基础底面下液化土特征深度和基础宽度的较大值。

b. 采用振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于液化判别标准贯入锤击数的临界值。

c. 采用加密法或换土法处理时，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2 且不小于基础宽度的 1/5。

d. 采取减小液化沉陷的其他方法，如增厚上覆非液化土层的厚度和改善周边的排水条件等。

4）减轻液化影响的基础和上部结构处理，可综合采用下列各项措施：

a. 选择合适的基础埋置深度。

b. 调整基础底面积，减少基础偏心。

c. 加强基础的整体性和刚度，如采用箱基、筏基或钢筋混凝土交叉条形基础，加设基础圈梁等。

d. 减轻荷载，增强上部结构的整体刚度和均匀对称性，合理设置沉降缝，避免采用对不均匀沉降敏感的结构型式等。

（3）根据 GB 50011 的规定，以竖向荷载为主的低承台桩基，当地面以下无液化土层，且桩承台周围无淤泥、淤泥质土和地基承载力特征值不大于 100kPa 的填土时，下列建筑可不进行桩基抗震承载力验算：

1）GB 50011 规定可不进行上部结构抗震验算的建筑。

2）7 度和 8 度时的下列建筑：

a. 一般的单层厂房和单层空旷房屋。

b. 不超过 8 层且高度在 24m 以下的一般民用框架房屋。

c. 基础荷载与 b 项相当的多层框架厂房和多层混凝土抗震墙房屋。

（4）天然地基基础抗震验算时，应采用地震作用效应标准组合，且地基抗震承载力应取地基承载力特征值乘以地基抗震承载力调整系数计算。

（5）非液化土中低承台桩基的抗震验算应符合下列规定：

1）单桩的竖向和水平向抗震承载力特征值可均比非抗震设计时提高25%。

2）当承台周围的回填土夯实至干密度不小于GB 50007对填土的要求时，可由承台正面填土与桩共同承担水平地震作用，但不应计入承台底面与地基土间的摩擦力。

（6）存在液化土层的低承台桩基抗震验算应符合下列规定：

1）承台埋深较浅时，不宜计入承台周围土的抗力或刚性地坪对水平地震作用的分担作用。

2）当桩承台底面上、下分别有厚度不小于1.5、1.0m的非液化土层或非软弱土层时，可按下列两种情况进行桩的抗震验算，并按不利情况设计：

a. 桩承受全部地震作用，液化土的桩周摩阻力及桩水平抗力均应乘以表4-9中的折减系数。

表4-9　　土层液化影响折减系数

实际标准贯入锤击数/临界标准贯入锤击数	深度 d_s（m）	折减系数
≤0.6	d_s≤10	0
	10<d_s≤20	1/3
>0.6～0.8	d_s≤10	1/3
	10<d_s≤20	2/3
>0.8～1.0	d_s≤10	2/3
	10<d_s≤20	1

b. 地震作用按水平地震影响系数最大值的10%采用，桩承载力仍可比非抗震设计时提高25%，但应扣除液化土层的全部摩擦力及桩承台下2m深度范围内非液化土的桩周摩阻力。

3）打入式预制桩及其他挤土桩，当平均桩距为2.5～4倍桩径且桩数不小于5×5时，可计入打桩对土的加密作用及桩身对液化土变形限制的有利影响。当打桩后桩间土的标准贯入锤击数值达到不液化的要求时，单桩承载力可不折减，但对桩尖持力层作强度校核时，桩群外侧的应力扩散角应取为零。打桩后桩间土的标准贯入锤击数宜由试验确定，也可按下式确定：

$$N_1 = N_p + 100\rho(1 - e^{-0.3N_p}) \qquad (4\text{-}1)$$

式中　N_1——打桩后的标准贯入锤击数；

ρ——打入式预制桩的面积置换率；

N_p——打桩前的标准贯入锤击数。

二、基础埋置深度的确定

从设计地面到基础底面的距离称为基础埋置深度。基础埋置深度的大小，对建（构）筑物的安全使用、稳定性、施工工期及造价具有很大影响。例如基础埋置太深，不但会增加建筑造价，还可能增加建（构）筑物的沉降；埋置过浅，又常常不能保证建筑的安全稳定性。因此，在具体工程设计中，应按下列规定综合考虑，确定合理的埋置深度。

1. 建筑场地地质条件

由于地基土形成的地质环境不同，每个地区地基土的性质也就不尽相同，即使在同一个地区，其性质也会有很大的变化。因此，在确定基础埋置深度时，应详细分析地基勘察资料，在安全可靠和最经济条件下，确定合理的基础埋置深度。

在满足地基稳定和变形要求的前提下，基础宜浅埋，当上层地基承载力大于下层时，宜利用上层土作为持力层。基础不宜设置在地基承载力很小的土层（如新近沉积的软弱黏土、松散的填土层和年代较短的吹填土）上。当基础埋置在易风化的岩层土，施工时应在基坑开挖后立即铺筑垫层，除岩石地基外，基础埋深一般不宜小于0.5m。

高层建筑片筏基础和箱型基础的埋置深度应满足地基承载力、变形和稳定性要求。位于岩石地基上的高层建筑，其基础埋深应满足抗滑稳定性要求。在抗震设防区，除岩石地基外，天然地基上的片筏和箱型基础埋置深度不宜小于建筑物高度的1/15；桩箱或桩筏基础的埋置深度（不计桩长）不宜小于建筑高度的1/20～1/18。

2. 地基土的冻胀影响

在我国东北、华北及西北等地区分布有广泛的季节性冻土，当地表气温降至0℃以下时，地下土层中的水冻结，体积增大，当温度升高后，冻土融化，产生融陷。当土层发生冻结时，建筑基础底面受冻胀力作用发生上推；融化时，冻胀力消失，土层处于饱和软化状态，基础发生下沉。无论上推或者下沉，均会导致建筑物开裂破坏，因此位于冻胀土地区的建筑物须考虑冻胀土的影响。

GB 50007规定：季节性冻土地区基础埋置深度宜大于场地冻结深度。对于深厚季节冻土地区，当建筑基础底面土层为不冻胀、弱冻胀、冻胀土时，基础埋置深度可以小于场地冻结深度，基底允许冻土层最大厚度应根据当地经验确定。

地基土的冻胀类别分为不冻胀、弱冻胀、冻胀、强冻胀和特强冻胀。在冻胀、强冻胀和特强冻胀地基上应采用有效的防冻害措施。对在地下水位以上的基础，基础侧表面应回填不冻胀的中、粗砂，其厚度不应小于200mm；对在地下水位以下的基础，可采用桩基础、保温性基础、自锚式基础（冻土层下有扩大板或扩底短桩），也可将独立基础或条形基础做成正梯形

的斜面基础。宜选择地势高、地下水位低、地表排水条件好的建筑场地。对低洼场地，建筑物的室外地坪标高应至少高出自然地面 300～500mm，其范围不宜小于建筑四周向外各 1 倍冻深距离的范围，同时应做好排水设施，施工和使用期间应防止水浸入建筑地基。在山区应设截水沟或在建筑物下设置暗沟，以排走地表水和潜水。在强冻胀性和特强冻胀性地基上，其基础结构应设置钢筋混凝土圈梁和基础梁，并控制建筑的长高比。当独立基础联系梁下或桩基础承台下有冻土时，应在梁或承台下留有相当于该土层冻胀量的空隙。外门斗、室外台阶和散水坡等部位宜与主体结构断开，散水坡分段不宜超过 1.5m，坡度不宜小于 3%，其下宜填入非冻胀性材料，对跨年度施工的建筑，入冬前应对地基采取相应的防护措施；按采暖设计的建筑物，当冬季不能正常采暖时，也应对地基采取保温措施。

3. 相邻房屋和构筑物基础埋深的影响

如拟建建筑物的邻近有其他建筑物时，除应根据上述条件决定基础埋深外，还应注意新建建筑基础对原有建筑物的影响；新建建筑物的基础埋深不宜大于原有建筑基础。当埋深大于原有建筑基础时，两基础间应保持一定净距，其数值应根据建筑荷载大小、基础型式和土质情况确定，一般取相邻两基础底面高差的 1～2 倍（见图 4-1），即

$$\frac{\Delta H}{L} \leqslant 0.5 \sim 1 \tag{4-2}$$

式中 ΔH ——相邻两建筑物基础底面标高之差，m；

L ——相邻两建筑物基础边缘的最小距离，m。

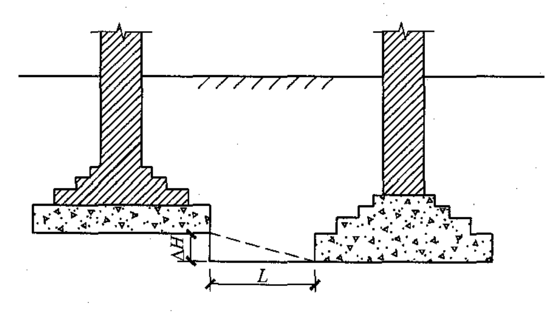


图 4-1 新基础底面与原有基础保持一定净距

若不能满足式（4-2），则需采取相应的施工措施，如保护坡桩，打板桩，设置临时加固支撑、地下连续墙或加固原有建筑基础等。

4. 水文地质条件

基础应尽量埋置在地下水位以上，这样可以避免施工时基坑排水，同时还可以防止或减轻地基土的冻胀。当必须埋在地下水位以下时，应采取相应措施防止地基土在施工时受到扰动。

5. 膨胀土地基基础的埋深

膨胀土地基上建筑物的基础埋置深度综合考虑的因素有以下几点：

（1）场地类型。

（2）膨胀土地基胀缩等级。

（3）大气影响深度。

（4）建筑物的结构类型。

（5）作用在地基上的荷载大小和性质。

（6）建筑物的用途，有无地下室、设备基础和地下设施，基础型式和构造。

（7）相邻建筑物的基础埋深。

（8）地下水的影响。

（9）地基稳定性。

膨胀土地基上建筑物的基础埋置深度不应小于 1m。对于平坦场地，当以基础埋深为主要防治措施时，基础的最小埋深不应小于大气影响深度；对于坡地，当坡脚为 5°～14°，基础外边缘至坡肩的水平距离为 5～10m 时，基础埋深（见图 4-2）可按式（4-3）确定。建（构）筑物对于变形有特殊要求时，应通过地基胀缩变形计算确定，必要时，尚应采取其他措施。

$$d = 0.45d_a + (10 - l_p)\tan\beta + 0.30 \tag{4-3}$$

式中 d ——基础埋置深度，m；

d_a——大气影响深度，m；

l_p ——基础外边缘至坡肩的水平距离，m；

β ——设计斜坡坡脚，（°）。

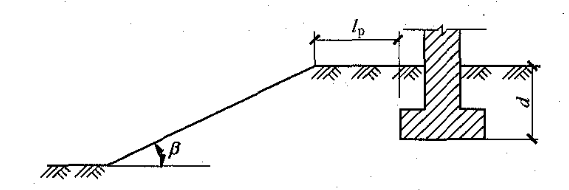


图 4-2 坡地上基础埋深计算示意图

三、地基计算

（一）浅基础的地基承载力计算

所有建（构）筑物的地基计算均应满足承载力计算的有关规定，当地基受力层范围内有软弱下卧层时，还应进行软弱下卧层的地基承载力验算。

1. 持力层承载力计算

在进行地基承载力计算时，传至基础底面上的作用效应应采用标准组合，土体自重按实际重度计算。相应的抗力应采用地基承载力特征值。

（1）当轴心荷载作用时：

$$p_k \leqslant f_a \tag{4-4}$$

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \tag{4-5}$$

式中 p_k ——相应于作用的标准组合时，基础底面处的平均压力值，kPa；

f_a——修正后的地基承载力特征值，kPa；

F_k——相应于作用的标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值，kN；

G_k——基础自重和基础上的土重，kN；

A——基础底面面积，m^2。

（2）当偏心荷载作用时，除符合式（4-4）要求外，尚应符合下式规定：

$$p_{k\max} \leqslant 1.2 f_a \tag{4-6}$$

$$p_{k\max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \tag{4-7}$$

$$p_{k\min} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \tag{4-8}$$

式中 $p_{k\max}$——相应于作用的标准组合时，基础底面边缘的最大压力值，kPa；

M_k——相应于作用的标准组合时，作用于基础底面的力矩值，kN·m；

W——基础底面的抵抗矩，m^3；

$p_{k\min}$——相应于作用的标准组合时，基础底面边缘的最小压力值，kPa。

（3）当偏心受压基础偏心距 e 较大时（$e>b/6$，见图 4-3），其 $p_{k\min}$ 为负值，表示地基与基础脱离，应尽量避免。要充分利用地基承载力，对较小工程尚容许有较小的负值（负值区不得大于基底宽度的 1/4），此时最大的边缘压应力 $p_{k\max}$ 应按下式计算：

$$p_{k\max} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la} \tag{4-9}$$

式中 l——垂直于力矩作用方向的基础底面边长，m；

a——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离，m。

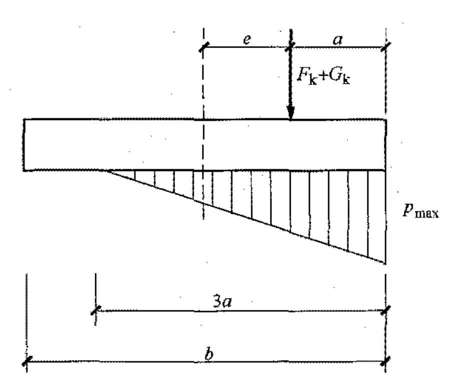


图 4-3 偏心荷载（$e>b/6$）下基底压力计算示意图

2. 软弱下卧层承载力计算

持力层有足够的强度，并不能表示整个地基强度有足够的安全保证。当在地基持力层范围内存在软弱下卧层时，应验算软弱下卧层的地基承载力，使其满足下列条件：

$$p_z + p_{cz} \leqslant f_{az} \tag{4-10}$$

式中 p_z——相应于荷载效应标准组合时，软弱下卧层顶面处的附加压力值，kPa；

p_{cz}——软弱下卧层顶面处土的自重压力值，kPa；

f_{az}——软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值，kPa。

附加压力 p_z 可按双层地基中附加压力分布理论计算。若为简单实用，也可采用应力扩散角的方法计算，即假定基底处的附加力 p_z 按某一角度 θ（地基压力扩散角）向下传递和扩散，并假定均匀分布。根据扩散前后总压力相等的条件，求得扩散面上的附加应力。GB 50007 规定，仅当上层土与下卧软弱土层压缩模量之比不小于 3 时（$E_{s1}/E_{s2} \geqslant 3$），按以下简化公式计算：

对于条形基础：

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z\tan\theta} \tag{4-11}$$

对于矩形基础：

$$p_z = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2z\tan\theta)(l + 2z\tan\theta)} \tag{4-12}$$

式中 b——矩形基础或条形基础底边的宽度，m；

l——矩形基础底边的长度，m；

p_c——基础底面处土的自重压力值，kPa；

z——基础底面至软弱下卧层顶面的距离，m；

θ——地基压力扩散角，即地基压力扩散线与垂直线的夹角，可按表 4-10 采用，（°）。

对于条形基础仅考虑宽度方向的扩散，沿长度取 1m 为计算单元。持力层必须有一定厚度方能将压力扩散，故基底面至软弱下卧层顶面的距离（z）小于基底宽度（b）的 1/4。

表 4-10 地基压力扩散角 θ

E_{s1}/E_{s2}	z/b	
	0.25	0.50
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注 1. E_{s1} 为上层土压缩模量；E_{s2} 为下层土压缩模量。
2. $z/b<0.25$ 时取 $\theta=0°$，必要时，宜由试验确定；$z/b>0.50$ 时，θ 值不变。
3. z/b 在 0.25 与 0.50 之间可插值使用。

（二）地基变形验算

1. 地基变形验算的规定

地基在建筑物荷载作用下会产生变形，变形过大会危及建筑物的安全或正常使用，根据变形特征可分为沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜。为了防止出现这种情况，地基尚应按变形计算，即应满足下列条件：

$$s \leqslant w \tag{4-13}$$

式中 s——地基最终变形值；

w——地基允许变形值。

在计算地基变形时，应符合下列规定：

（1）由于建筑地基不均匀、荷载差异很大、体型复杂等因素引起的地基变形，对于砌体承重结构应由局部倾斜值控制；对于框架结构和单层排架结构应由相邻柱基的沉降差控制；对于多层或高层建筑和高耸结构应由倾斜值控制；必要时尚应控制平均沉降量。

（2）在必要情况下，需要分别预估建筑物在施工期间和使用期间的地基变形值，以便预留建筑物有关部分之间的净空，选择连接方法和施工顺序。

（3）地基设计等级为甲、乙级的建筑物，均应按地基变形设计。设计等级为丙级的建筑物，当满足下列条件之一时，可以不进行地基变形验算：

1）地质条件和建筑类型满足 GB 50007—2011 第 3.0.3 条规定。

2）地区成熟经验或类似工程的经验可供借鉴。

3）对变形无严格要求。

2．地基最终变形量计算

（1）计算地基变形时，地基内的应力分布，可采用各向同性均质线性变形体理论。其最终变形量可按下式进行计算：

$$s=\psi_s s'=\psi_s\sum_{i=1}^{n}\frac{p_0}{E_{si}}(z_i\bar{\alpha}_i-z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}) \qquad (4\text{-}14)$$

式中 s——地基最终变形量，mm；

s'——按分层总和法计算出的地基变形量，mm；

ψ_s——沉降计算经验系数，根据地区沉降观测资料及经验确定，无地区经验时可根据变形计算深度范围内压缩模量的当量值（$\bar{E}_s$）、基底附加压力按表 4-11 取值；

n——地基变形计算深度范围内所划分的土层数（见图 4-4）；

p_0——相应于作用的准永久组合时基础底面处的附加压力，kPa；

E_{si}——基础底面下第 i 层土的压缩模量，应取土的自重压力至土的自重压力与附加压力之和的压力段计算，MPa；

z_i、z_{i-1}——基础底面至第 i 层土、第 i-1 层土底面的距离，m；

$\bar{\alpha}_i$、$\bar{\alpha}_{i-1}$——基础底面计算点至第 i 层土、第 i-1 层土底面范围内的平均附加应力系数，按 GB 50007—2011 附录 K 确定。

变形计算深度范围内压缩模量的当量值 $\bar{E}_s$ 可按下式计算：

$$\bar{E}_s=\frac{\sum A_i}{\sum\frac{A_i}{E_{si}}} \qquad (4\text{-}15)$$

式中 A_i——第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

表 4-11　沉降计算经验系数 ψ_s

基底附加压力 p_0	$\bar{E}_s$（MPa）				
	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
$\geqslant f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$\leqslant 0.75f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注　表中 f_{ak} 为地基土承载力特征值。

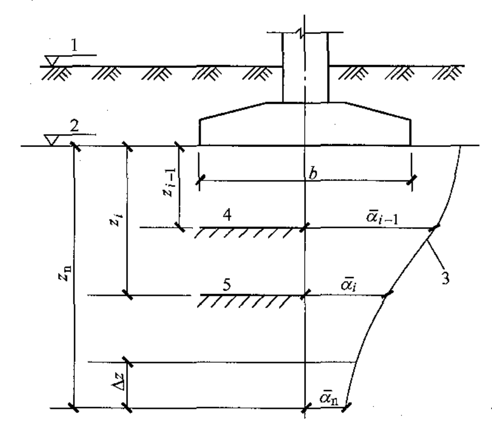


图 4-4　基础沉降计算的分层示意图

1—天然地面标高；2—基底标高；
3—平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ 曲线；4—第 i-1 层；5—第 i 层

（2）地基变形计算深度 z_n（见图 4-4），应根据其 Δz 的土层计算变形值 $\Delta s'_n$ 的情况确定，当 $\Delta s'_n$ 符合式（4-16）要求时，对应的深度可以作为计算深度 z_n。当计算深度下部仍有较软土层时，应继续计算。

$$\Delta s'_n\leqslant 0.025\sum_{i=1}^{n}\Delta s'_i \qquad (4\text{-}16)$$

式中 $\Delta s'_i$——在计算深度范围内，第 i 层土的计算变形值，mm；

$\Delta s'_n$——由计算深度向上取厚度为 Δz 的土层计算变形值，mm，Δz 见图 4-4 并按表 4-12 确定。

表 4-12　Δz 确　定

b（m）	≤2	2<b≤4	4<b≤8	b>8
Δz（m）	0.3	0.6	0.8	1.0

（3）当无相邻荷载影响，基础宽度在 1～30m 范围内时，基础中点的地基变形计算深度也可按简化公式（4-17）进行计算：

$$z_n=b(2.5-0.4\ln b) \qquad (4\text{-}17)$$

式中 b——基础宽度，m。

在计算深度范围内存在基岩时，z_n 可取至基岩表面；当存在较厚的坚硬黏性土层，其孔隙比小于 0.5、

压缩模量大于 50MPa，或存在较厚的密实砂卵石层，其压缩模量大于 80MPa 时，z_n 可取至该层土表面。此时，地基土附加应力分布应考虑相对硬层存在的影响，按 GB 50007—2011 第 6.2.2 条规定计算地基最终变形量。

当地基中下卧基岩面为单向倾斜、岩面坡度大于 10%、基底下的土层厚度大于 1.5m 时，应按下列规定进行设计：

1）当结构类型和地质条件符合表 4-13 的要求时，可不作地基变形验算。

表 4-13　　下卧基岩表面允许坡度值

地基土承载力特征值 f_{ak}（kPa）	四层及以下的砌体承重结构，三层及以下的框架结构	具有 150kN 和 150kN 以下吊车的一般单层排架结构	
		带墙的边柱和山墙	无墙的中柱
≥150	≤15%	≤15%	≤30%
≥200	≤25%	≤30%	≤50%
≥300	≤40%	≤50%	≤70%

2）不满足上述条件时，应考虑刚性卧层的影响，按下式计算地基的变形：

$$s_{gz} = \beta_{qz} s_z \tag{4-18}$$

式中 s_{gz}——具有刚性下卧层时，地基土的变形计算值，mm；

β_{gz}——刚性下卧层对上覆土层的变形增大系数，按表 4-14 采用；

s_z——变形计算深度相当于实际土层厚度按 GB 50007—2011 第 5.3.5 条计算确定的地基最终变形计算值，mm。

表 4-14　具有刚性下卧层时地基变形增大系数 β_{gz}

h/b	0.5	1.0	1.5	2.0	2.0
β_{gz}	1.26	1.17	1.12	1.09	1.00

注　h—基底下的土层厚度；b—基础底面宽度。

3）在岩土界面上存在软弱层（如泥化带）时，应验算地基的整体稳定性。

4）当岩土组合地基位于山间坡地、山麓洼地或冲沟地带，存在局部软弱土层时，应验算软弱下卧层的强度及不均匀变形。

（4）当基础埋置较深时，地基回弹再压缩变形往往在总沉降中占重要地位，甚至有时总荷载有可能小于或等于该深度范围土层的自重压力，这时地基沉降变形将由地基回弹变形决定，可按下式进行计算：

$$s_c = \psi_c \sum_{i=1}^{n} \frac{p_c}{E_{ci}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \tag{4-19}$$

式中 s_c——地基的回弹变形量，mm；

ψ_c——回弹量计算的经验系数，无地区经验时可取 1.0；

p_c——基坑底面以上土的自重压力，地下水位以下应扣除浮力，kPa；

E_{ci}——土的回弹模量，按 GB/T 50123《土工试验方法标准》中土的固结试验回弹曲线的不同应力段计算，kPa。

回弹再压缩变形量计算可采用再加荷的压力小于卸荷土的自重压力段内再压缩变形线性分布的假定按式（4-20）进行计算：

$$s'_c = \begin{cases} r'_0 s_c \dfrac{p}{p_c R'_0} & p < R'_0 p_c \\ s_c \left[r'_0 + \dfrac{r'_{R'=1.0} - r'_0}{1 - R'_0} \left(\dfrac{p}{p_c} - R'_0 \right) \right] & R'_0 \leqslant p \leqslant p_c \end{cases} \tag{4-20}$$

式中 s'_c——地基土回弹再压缩变形量，mm；

s_c——地基的回弹变形量，mm；

r'_0——临界再压缩比率，相应于再压缩比率与再加荷比关系曲线上两段线性交点对应的再压缩比率，由土的固结回弹再压缩试验确定；

R'_0——临界再加荷比，相应在再压缩比率与再加荷比关系曲线上两段线性交点对应的再加荷比，由土的固结回弹再压缩试验确定；

$r'_{R'=1.0}$——对应于再加荷比 $R'=1.0$ 时的再压缩比率，由土的固结回弹再压缩试验确定，其值等于回弹再压缩变形增大系数；

p——再加荷的基底压力，kPa。

3. 建筑物的地基变形允许值

地基变形计算的目的是使拟设计的建筑物的控制变形值不超过地基变形允许值。地基变形允许值的确定涉及众多因素（如结构类型、建筑使用要求等），难以用理论分析确定，通过对各类观测资料的分析与总结，GB 50007 规定地基变形允许值应按表 4-15 规定采用。对表中未包括的建筑物，其地基变形允许值应根据上部结构对地基变形的适应能力和使用要求确定。

表 4-15　一般建筑物的地基变形允许值

变形特征		地基土类别	
		中、低压缩性土	高压缩性土
砌体承重结构基础的局部倾斜		0.002	0.003
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差	框架结构	$0.002l$	$0.003l$
	砌体墙填充的边排柱	$0.0007l$	$0.001l$

续表

变形特征		地基土类别	
		中、低压缩性土	高压缩性土
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差	当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	0.005*l*	0.005*l*
单层排架结构（柱距为6m）柱基的沉降量（mm）		（120）	200
桥式吊车轨面的倾斜（按不调整轨道考虑）	纵向	0.004	
	横向	0.003	
多层和高层建筑的整体倾斜	$H_g \leqslant 24$	0.004	
	$24 < H_g \leqslant 60$	0.003	
	$60 < H_g \leqslant 100$	0.0025	
	$H_g > 100$	0.002	
体型简单的高层建筑基础的平均沉降量（mm）		200	
高耸结构基础的倾斜	$H_g \leqslant 20$	0.008	
	$20 < H_g \leqslant 50$	0.006	
	$50 < H_g \leqslant 100$	0.005	
	$100 < H_g \leqslant 150$	0.004	
	$150 < H_g \leqslant 200$	0.003	
	$200 < H_g \leqslant 250$	0.002	
高耸结构基础的沉降量（mm）	$H_g \leqslant 100$	400	
	$100 < H_g \leqslant 200$	300	
	$200 < H_g \leqslant 250$	200	

注 1. 本表数值为建筑物地基实际最终变形允许值。
2. 有括号者仅适用于中压缩性土。
3. *l* 为相邻柱基的中心距离（mm）；H_g 为自室外地面起算的建筑物高度（m）。
4. 倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值。
5. 局部倾斜是指砌体承重结构沿纵向 6～10m 内基础两点的沉降差与其距离的比值。

电厂主厂房地基的容许变形值应符合表 4-16 的规定，其他建（构）筑物的容许变形值可参照表 4-15 的有关规定。

表 4-16　主厂房地基的容许变形值

主厂房结构	容许沉降差		容许沉降量（mm）	
	纵向	横向	非桩基	桩基
汽机房外侧柱	0.003*l*	—	200	150
汽机房外侧柱与框架	—	0.003*l*	—	—
主厂房框架	0.003*l*	0.002*l*	200	150
汽轮发电机基础	0.0015*l*		200	150
锅炉基础	0.002*l*		200	150
汽轮发电机基础与框架	0.005*l*		—	—
锅炉基础与框架	0.005*l*		—	—

注 1. *l* 为相邻桩基的中心距离或汽机基础的边长。
2. 桩基是指预制混凝土桩、预应力管桩、钢筋混凝土灌柱桩或钢管桩基础，非桩基是指天然地基和复合地基。
3. 桩端持力层应为中、低压缩性土层。

（三）地基稳定计算

有些建筑物的独立基础，当承受较大的水平荷载或周边有斜坡时，有可能发生沿基底面的滑动、倾覆或与深层地基一起滑动。有些建筑物地基自身倾斜，更易发生整体滑动。因此 GB 50007 规定，对经常受水平荷载作用的高层建筑物、高耸结构和挡土墙，以及建在斜坡上或边坡附近的建（构）筑物等，应验算其稳定性。

（1）地基稳定性可采用圆弧滑动面法进行验算。最危险的滑动面上诸力对滑动中心所产生的抗滑力矩与滑动力矩应符合下式要求：

$$M_R / M_S \geqslant 1.2 \tag{4-21}$$

式中 M_S——滑动力矩，kN·m；
M_R——抗滑力矩，kN·m。

（2）建造在稳定土坡坡顶上的建筑，当垂直于坡顶边缘线的基础底面边长小于或等于 3m 时，其基础底面外边缘线至坡顶的水平距离可按下式计算，且不得小于 2.5m（见图 4-5）：

条形基础：

$$a \geqslant 3.5b - \frac{d}{\tan\beta} \tag{4-22}$$

矩形基础：

$$a \geqslant 2.5b - \frac{d}{\tan\beta} \tag{4-23}$$

式中 a——基础底面外边缘线至坡顶的水平距离，m；
b——垂直于坡顶边缘线的基础底面边长，m；
d——基础埋置深度，m；
β——边坡坡角，（°）。

当基础底面外边缘线至坡顶的水平距离不满足式（4-22）、式（4-23）的要求时，可根据基底平均压力按式（4-21）确定基础距坡顶边缘的距离和基础埋深。当边坡坡角大于 45°、坡高大于 8m 时，尚应按式（4-21）验算坡体稳定性。

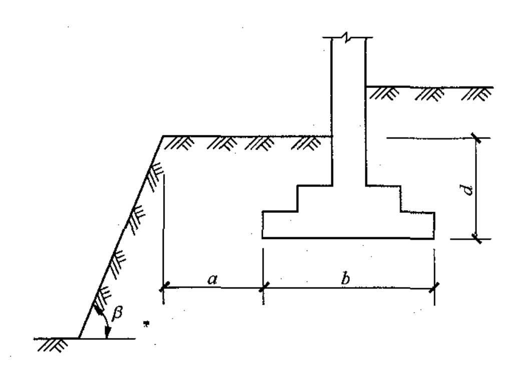


图 4-5 基础底面外边缘线至坡顶的水平距离示意图

（3）建筑物基础存在浮力作用时，应进行抗浮稳定性验算，并应符合下列规定。

1）对于简单的浮为作用情况，基础抗浮稳定性应符合下式要求：

$$\frac{G_k}{N_{w,k}} \geqslant K_w \tag{4-24}$$

式中 G_k——建筑物自重及压重之和，kN；

$N_{w,k}$——浮力作用值，kN；

K_w——抗浮力稳定安全系数，一般情况下可取1.05。

2）抗浮稳定性不满足设计要求时，可采用增加压重或设置抗浮构件等措施。在整体满足抗浮稳定性要求而局部不满足时，也可采用增加结构刚度的措施。

第三节 无筋扩展基础的设计

一、无筋扩展基础特点与设计内容

无筋扩展基础是由砖、灰土、毛石、毛石混凝土或素混凝土等材料组成的墙下条形或柱下独立基础，具有施工简单、便于就地取材等特点，在电厂建（构）筑物中适用于单层砌体建筑、构架基础等以轴心荷载为主的基础。由于材料的抗压强度较高，抗拉、抗剪强度较低，因此稍有变形，基础内拉应力就会超过材料的抗拉强度，在条形基础的一边或柱下独立基础的一角产生裂缝。

为弥补脆性材料这一弱点，保证基础正常工作，设计时采取了限定基础和每个台阶的相对高度（高度与相应宽度之比）的措施，使基础具有足够的刚度。这样，在荷载作用下，基础几乎不发生挠曲变形。无筋扩展基础的设计内容包括：

（1）根据上部结构型式和地基条件，确定基础平面布置。

（2）确定基础的埋置深度 d。

（3）计算地基土的承载力特征值 f_a。

（4）根据持力层的承载力计算基础底面积，并确定其形状（根据容许台阶高宽比确定剖面形状及尺寸）。

（5）如有软弱下卧层，尚需进行软弱下卧层承载力验算。

（6）根据相关规定进行地基变形计算。

（7）绘制基础施工图。

二、基础底面尺寸的确定

1. 确定基础形状

基础底面形状应与上部结构相适应。一般墙下基础用条形，柱下基础用方形或矩形，视柱截面形状而定。矩形边长比多为 1～2，最大不超过 3，应与柱截面边长比相同（或相近）。应尽量设计为中心受压状态，使荷载通过基底面积形心。

2. 确定基础尺寸

（1）柱下基础。作用在基础上的荷载有：①对应于荷载效应标准组合，上部结构传至基础顶面的竖向力 F_k；②基础自重和回填土重标准值 $G_k=Ad\bar{\gamma}$（A 为基础底面积）。根据相应荷载效应组合时，基础底面的应力应不大于基础土承载力特征值，即

$$\frac{F_k + Ad\bar{\gamma}}{A} \leqslant f_a \tag{4-25}$$

基础底面积 A 按下式计算：

$$A \geqslant \frac{F_k}{f_a - \bar{\gamma}d} \tag{4-26}$$

式中 F_k——基础顶面相应于荷载效应标准组合时的垂直荷载，kN；

f_a——修正后的地基承载力特征值，kPa；

$\bar{\gamma}$——台阶上覆盖土的平均重度，可取平均值 20kN/m^3；

d——基础埋深，m。

（2）墙下条形基础。计算方法同柱基，仅计算单元为单位长（1m）墙体，即

$$\frac{F_k + bd\bar{\gamma}}{b} \leqslant f_a \tag{4-27}$$

故可求得墙基宽度 b：

$$b \geqslant \frac{F_k}{f_a - \bar{\gamma}d} \tag{4-28}$$

式中 F_k——基础顶面相应于荷载效应标准组合时的垂直线荷载，kN/m。

三、基础剖面设计

剖面设计包括形状和各部位尺寸的确定，为了方便施工，基础通常做成台阶状剖面。每一台阶的宽度与高度之比（b_1/h）都不应超过台阶宽高比允许比值的要求，具体见表 4-17 取值。为保证基础质量，基础台阶的尺寸除满足表内数值外，尚需满足图 4-6 中的构造要求。

表 4-17　无筋扩展基础台阶宽高比的允许值

基础材料	质量要求	台阶宽高比的允许值		
		$p_k \leqslant 100$	$100 < p_k \leqslant 200$	$200 < p_k \leqslant 300$
混凝土基础	C15 混凝土	1:1.00	1:1.00	1:1.25
毛石混凝土基础	C15 混凝土	1:1.00	1:1.25	1:1.50
砖基础	砖不低于 MU10、砂浆不低于 M5	1:1.50	1:1.50	1:1.50
毛石基础	砂浆不低于 M5	1:1.25	1:1.50	—
灰土基础	体积比为 3:7 或 2:8 的灰土，其最小干密度：粉土 1550kg/m³、粉质黏土 1500kg/m³、黏土 1450kg/m³	1:1.25	1:1.50	—
三合土基础	体积比 1:2:4～1:3:6（石灰:砂:骨料），每层约虚铺 220mm，夯至 150mm	1:1.50	1:2.00	—

注　1．p_k 为作用标准组合时的基础底面处的平均压力值（kPa）。

2．阶梯形毛石基础的每阶伸出宽度不宜大于 200mm。

3．当基础由不同材料叠合组成时，应对接触部分作抗压验算。

4．混凝土基础单侧扩展范围内基础底面处的平均压力值超过 300kPa 时，尚应进行抗剪验算；对基底反力集中于立柱附近的岩石地基，应进行局部受压承载力验算。

依上所述，无筋扩展基础高度应满足下式要求：

$$H_0 \geqslant \frac{b-b_0}{2\tan\alpha} \tag{4-29}$$

式中　b——基础底面宽度，m；

b_0——基础顶面的墙体宽度或柱脚宽度，m；

H_0——基础高度，m；

$\tan\alpha$——基础台阶宽高比 b_2/H_0，其允许值可按表 4-17 选用；

b_2——基础台阶宽度，m。

无筋扩展基础的钢筋混凝土柱脚高度 h_1 不小于 b_1（见图 4-6），并不应小于 300mm 且不小于 $20d$。当柱内纵向钢筋在柱脚内竖向锚固长度不满足要求时，应进行水平方向弯折，弯折后的水平锚固长度不应小于 $10d$ 且不应大于 $20d$（d 为柱中纵向受力钢筋的最大直径）。

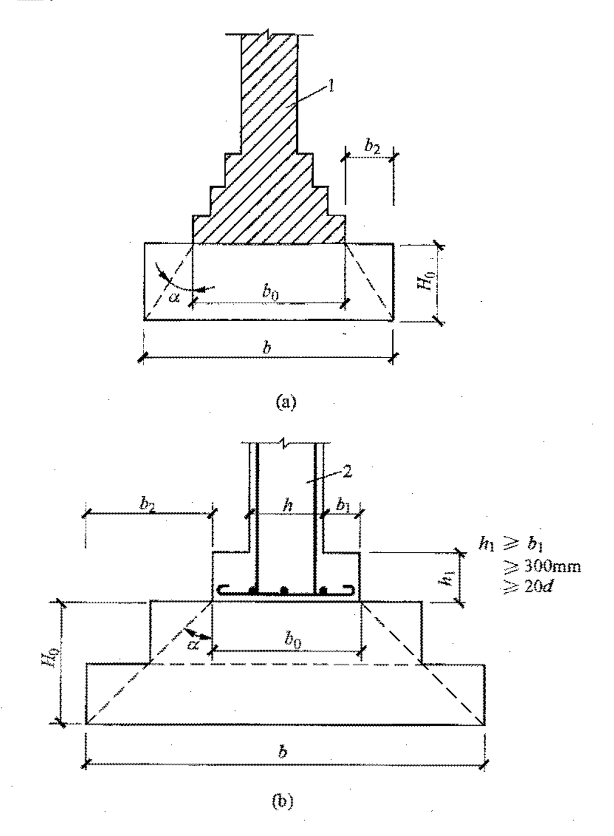


图 4-6　无筋扩展基础构造示意图

d—柱中纵向钢筋直径；1—承重墙；2—钢筋混凝土柱

第四节　独立基础的设计

独立基础属于扩展基础，相较于无筋扩展基础具有一定的柔性，具有较好的抗弯和抗剪性能，可应用于竖向荷载较大、地基承载力不高等情况。扩展基础主要有弯曲破坏和冲切破坏两种模式，当地基净反力产生的弯曲内力超过基础的抗弯强度时，则发生弯曲破坏；当基础主拉应力超过混凝土抗压强度时，则发生从柱边沿 45°角到底板穿透冲切角锥体破坏。

一、独立基础计算

独立基础的设计计算主要包括基础底面积确定、抗冲切验算、抗弯验算、局部受压验算（当基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时）。独立基础的计算应符合下列规定：

（1）对柱下独立基础，当冲切破坏锥体落在基础底面以内时，应验算柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力。

（2）对基础底面短边尺寸不大于柱宽加两倍基础有效高度的柱下独立基础，应验算柱（墙）与基础交接处的基础受剪切承载力。

（3）基础底板的配筋应按抗弯计算确定。

（4）当基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时，尚应验算柱下基础顶面的局部受压承载力。

1. 抗冲切验算

（1）为了保证基础不发生冲切破坏，根据 GB 50007 的规定，对于矩形截面柱的矩形基础，应验算柱与基础交接处及基础变阶处的受冲切承载力。受冲切承载力应按下列公式验算：

$$F_l \leqslant 0.7\beta_{hp}f_t a_m h_0 \tag{4-30}$$

$$a_m = (a_t + a_b)/2 \tag{4-31}$$

$$F_l = p_j A_l \tag{4-32}$$

式中 F_l——相应于作用的基本组合时作用在 A_l 上的地基土净反力设计值，kN；

β_{hp}——受冲切承载力截面高度影响系数（当 $h \leqslant 800$mm 时，β_{hp} 取 1.0；当 $h \geqslant 2000$mm 时，β_{hp} 取 0.9，其间按线性内插法取用）；

f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值，kPa；

a_m——冲切破坏锥体最不利一侧的计算长度，m；

h_0——基础冲切破坏锥体的有效高度，m；

a_t——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长（当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽；当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽），m；

a_b——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面在基础底面积范围内的下边长（当冲切破坏锥体的底面落在基础底面以内（见图 4-7），计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽加两倍基础有效高度；当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽加两倍该处的基础有效高度），m；

p_j——扣除基础自重及其上土重后相应于作用的基本组合时的地基土单位面积净反力，kPa，对偏心受压基础可取基础边缘处最大地基土单位面积净反力；

A_l——冲切验算时取用的部分基底面积，即图 4-7 中的阴影面积 $ABCDEF$，m^2。

（2）当基础底面短边尺寸不大于柱宽加两倍基础有效高度时，应按下列公式验算柱与基础交接处截面的受剪承载力：

$$V_s \leqslant 0.7\beta_{hs}f_t A_0 \tag{4-33}$$

$$\beta_{hs} = (800/h_0)^{1/4} \tag{4-34}$$

式中 V_s——柱与基础交接处的剪力设计值，即图 4-8 中的阴影面积乘以基底平均净反力，kN；

β_{hs}——受剪切承载力截面高度影响系数（当 $h_0 < 800$mm 时，取 h_0=800mm；当 $h_0 >$ 2000mm 时，取 h_0=2000mm）；

A_0——验算截面处基础的有效截面面积，当验算截面为阶形或锥形时，可将其截面折算成矩形截面，m^2。

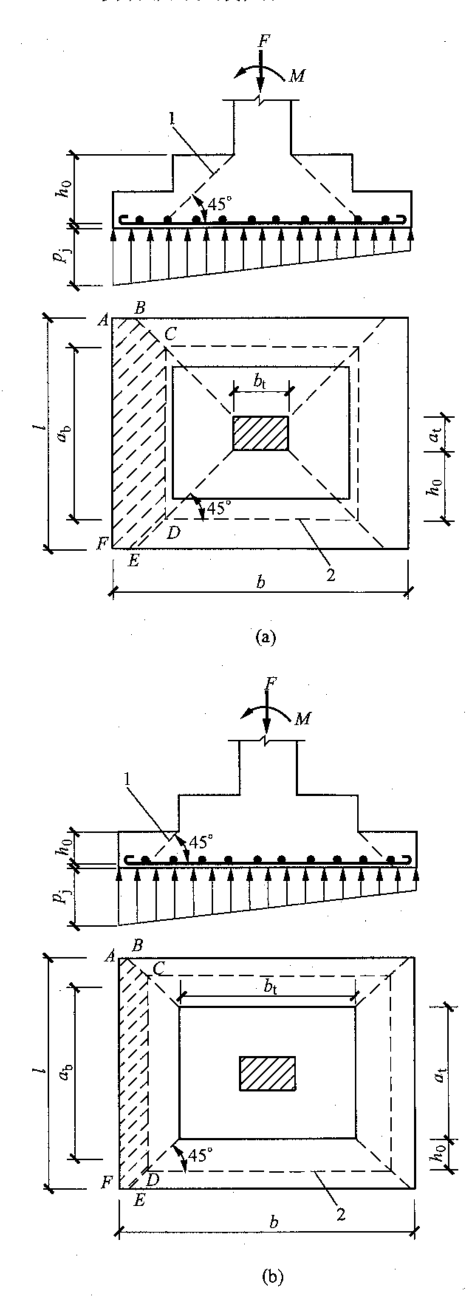


图 4-7 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

（a）柱与基础交接处；（b）基础变阶处

1—冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面；

2—冲切破坏锥体的底面线

2. 抗弯验算

基础底板的配筋应按抗弯计算确定。根据 GB 50007 的规定，在轴心荷载或单向偏心荷载作用下底板受弯可按下列简化方法计算：

（1）当台阶的宽高比不大于 2.5 和偏心距不大于 1/6 基础宽度时，柱下矩形独立基础任意截面的底板弯矩可按下列公式计算（见图 4-9）：

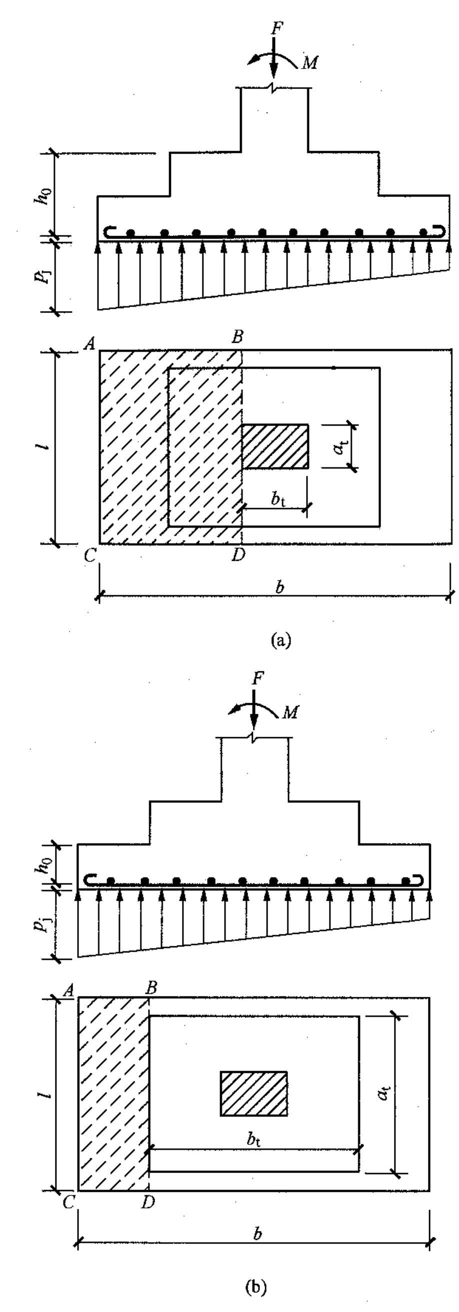


图 4-8 验算阶形基础受剪切承载力示意图

（a）柱与基础交接处；（b）基础变阶处

$$M_{\text{I}}=\frac{1}{12}a_1^2\left[(2l+a')\left(p_{\max}+p-\frac{2G}{A}\right)+(p_{\max}-p)l\right] \tag{4-35}$$

$$M_{\text{II}}=\frac{1}{48}(l-a')(2b+b')\left(p_{\max}+p_{\min}-\frac{2G}{A}\right) \tag{4-36}$$

式中 M_{I}、M_{II}——任意截面Ⅰ-Ⅰ、Ⅱ-Ⅱ处相应于作用的基本组合时的弯矩设计值，kN·m；

a_1——任意截面Ⅰ-Ⅰ至基底边缘最大反力处的距离，m；

l、b——基础底面的边长，m；

$p_{\max}$、$p_{\min}$——相应于作用的基本组合时的基础底面边缘最大和最小地基反力设计值，kPa；

p——相应于作用的基本组合时在任意截面Ⅰ-Ⅰ处基础底面地基反力设计值，kPa；

G——考虑作用分项系数的基础自重及其上的土自重（当组合值由永久作用控制时，作用分项系数可取1.35），kN。

（2）基础底板配筋除满足计算和最小配筋率要求外，尚应符合规范 GB 50007—2011 第 8.2.1 条的构造要求。计算最小配筋率时，对阶形或锥形基础截面，可将其截面折算成矩形截面，截面的折算宽度和截面的有效高度按 GB 50007—2011 附录 U 的规定计算。基础底板计算配筋可按式（4-37）计算：

$$A_s=\frac{M}{0.9f_yh_0} \tag{4-37}$$

（3）当柱下独立柱基底面长短边之比 $2\leqslant\omega\leqslant3$ 时，基础底板短向钢筋应按下述方法布置：将短向全部钢筋面积乘以λ后求得的钢筋均匀分布在与柱中心线重合、宽度等于基础短边的中间带宽范围内，其余的短向钢筋则均匀分布在中间带宽的两侧。长向配筋应均匀分布在基础全宽范围内。λ按下式计算：

$$\lambda=1-\frac{\omega}{6} \tag{4-38}$$

二、独立基础构造要求

（1）独立基础的基本构造应符合下列要求：

1）锥形基础的边缘高度不宜小于 200mm，且两个方向的坡度不宜大于 1:3；阶梯形基础的每阶高度宜为 300～500mm。

2）垫层的厚度不宜小于 100mm，垫层混凝土强度等级不宜低于 C15。

3）扩展基础受力钢筋的最小配筋率不应小于0.15%，底板受力钢筋的最小直径不宜小于 10mm，间距不宜大于 200mm，也不宜小于 100mm。当有垫层时钢筋保护层的厚度不应小于 40mm，无垫层时不应小于 70mm。

4）混凝土强度等级不应低于 C25（耐久性要求）。

5）当柱下钢筋混凝土独立基础的边长不小于2.5m 时，底板受力钢筋的长度可取边长或宽度的 0.9倍，并宜交错布置，见图 4-9。

（2）钢筋混凝土柱纵向受力钢筋的锚固长度应符合下列规定：

1）钢筋混凝土柱纵向受力钢筋在基础内的锚固长度 l_a 应根据 GB 50010 的有关规定确定。

2）有抗震设防要求时，纵向受力钢筋的最小锚固长度 l_{aE} 应按下列规定计算：

a. 一、二级抗震等级：$l_{aE}=1.15l_a$。

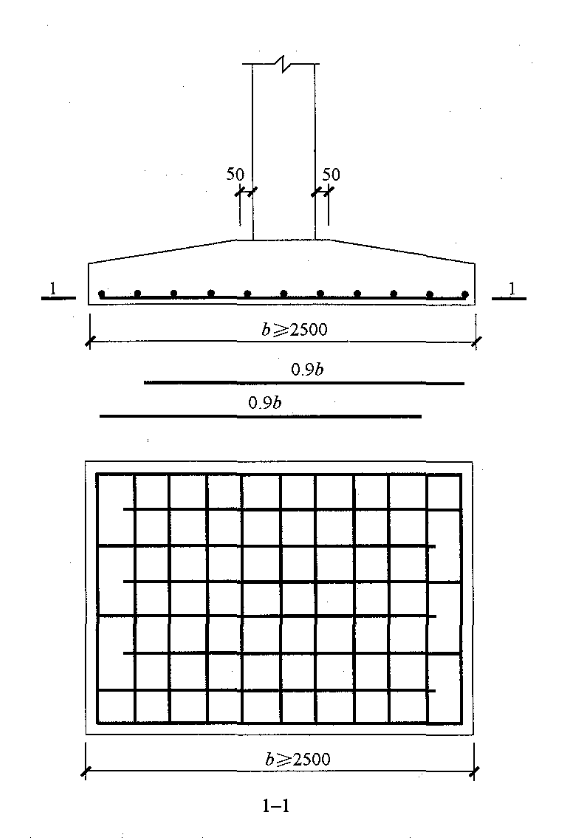


图 4-9　柱下独立基础底板受力钢筋布置示意图

b．三级抗震等级：$l_{aE}=1.05l_a$。

c．四级抗震等级：$l_{aE}=l_a$。

当基础高度小于 l_a（l_{aE}）时，纵向受力钢筋的锚固总长度除符合上述要求外，其最小锚段的长度不应小于 $20d$（d 为钢筋直径），弯折段的长度不应小于 150mm。

（3）现浇柱的基础，其插筋的数量、直径及钢筋种类应与柱内纵向受力钢筋相同。

插筋的锚固长度应满足上述要求，插筋与柱的纵向受力钢筋的连接方法应符合 GB 50010 的有关规定。插筋的下端宜做成直钩放在基础底板钢筋网上。当符合下列条件之一时，可仅将四角的插筋伸至底板钢筋网上，其余插筋锚固至基础顶面下 l_a 或 l_{aE} 处，见图 4-10。

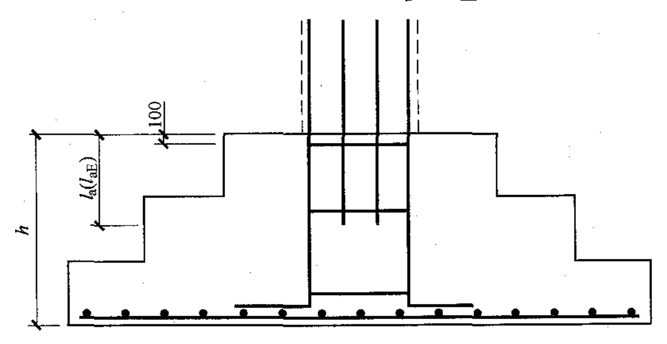


图 4-10　现浇柱的基础中插筋构造示意图

1）当柱为轴心受压或偏心受压时，基础高度不应小于 1200mm。

2）当柱为大偏心受压时，基础高度不应小于 1400mm。

（4）预制钢筋混凝土柱与杯口基础的连接（见图 4-11），应符合下列规定：

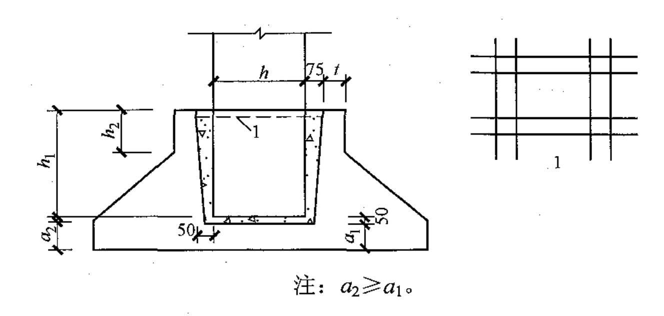


图 4-11　预制钢筋混凝土柱与杯口基础的连接示意图
1—焊接网

1）柱的插入深度可按表 4-18 选用，并应满足钢筋锚固长度的要求及吊装时柱的稳定性。

表 4-18　　柱的插入深度 h_1　　（mm）

矩形或工字形柱				双肢柱
$h<500$	$500\leqslant h<800$	$800\leqslant h<1000$	$h\geqslant1000$	
$h\sim1.2h$	h	$0.9h$ 且 $\geqslant800$	$0.8h$ 且 $\geqslant1000$	$(1/3\sim2/3)h_a$；$(1.5\sim1.8)h_b$

注　1．h 为柱截面长边尺寸；h_a 为双肢柱全截面长边尺寸；h_b 为双肢柱全截面短边尺寸。
2．柱轴心受压或小偏心受压时，h_1 可适当减小，偏心距大于 $2h$ 时，h_1 应适当加大。

2）基础的杯底厚度和杯壁厚度可按表 4-19 选用。

表 4-19　　基础的杯底厚度和杯壁厚度　　（mm）

柱截面长边尺寸 h	杯底厚度 a_1	杯壁厚度 t
$h<500$	≥150	150～200
$500\leqslant h<800$	≥200	≥200
$800\leqslant h<1000$	≥200	≥300
$1000\leqslant h<1500$	≥250	≥350
$1500\leqslant h<2000$	≥300	≥400

注　1．双肢柱的杯底厚度值可适当加大。
2．当有基础梁时，基础梁下的杯壁厚度应满足其支承宽度的要求。
3．柱子插入杯口部分的表面应凿毛，柱子与杯口之间的空隙应用比基础混凝土强度等级高一级的细石混凝土充填密实，当达到材料设计强度的 70%以上时，方能进行上部吊装。

3）当柱为轴心受压或小偏心受压且 $t/h_2\geqslant0.65$ 时，或大偏心受压且 $t/h_2\geqslant0.75$ 时，杯壁可不配筋；当柱为轴心受压或小偏心受压且 $0.5\leqslant t/h_2<0.65$ 时，杯壁可按表 4-20 构造配筋；其他情况下，应按计算配筋。

表 4-20　　杯壁构造配筋　　(mm)

柱截面长边尺寸	h<1000	1000≤h<1500	1500≤h<2000
钢筋直径	8～10	10～12	12～16

注　表中钢筋置于杯口顶部，每边两根（见图 4-11）。

（5）预制钢筋混凝土柱（包括双肢柱）与高杯口基础的连接（见图 4-12），除应符合表 4-18 中的插入深度要求外，尚应符合下列规定：

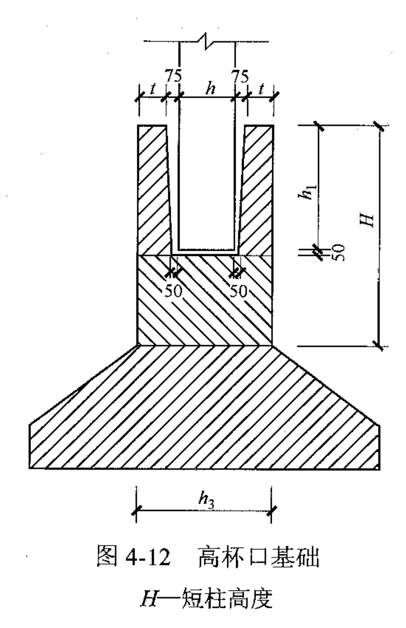


图 4-12　高杯口基础

H—短柱高度

1）起重机起重量不大于 750kN、轨顶标高不大于 14m、基本风压小于 0.5kPa 的工业厂房，其基础短柱的高度不应大于 5m；

2）当起重机起重量大于 750kN，基本风压大于 0.5kPa 时，应符合下式的规定：

$$\frac{E_2 J_2}{E_1 J_1} \geqslant 10 \tag{4-39}$$

式中　E_2——短柱的钢筋混凝土弹性模量，kPa；

J_2——短柱对其截面短轴的惯性矩，m^4；

E_1——预制钢筋混凝土柱的弹性模量，kPa；

J_1——预制钢筋混凝土柱对其截面短轴的惯性矩，m^4。

3）当基础短柱的高度大于 5m 时，应符合下式的规定：

$$\frac{\Delta_2}{\Delta_1} \leqslant 1.1 \tag{4-40}$$

式中　Δ_2——单位水平力作用在以短柱底面为固定端的柱顶时，柱顶的水平位移，m；

Δ_1——单位水平力作用在以高杯口基础顶面为固定端的柱顶时，柱顶的水平位移，m。

4）高杯口基础的杯壁厚度应符合表 4-21 的规定。高杯口基础短柱的纵向钢筋除满足计算要求外，在非地震区及抗震设防烈度低于 9 度的地区，且满足上述 1）～3）项的要求时，短柱四角纵向钢筋的直径不宜小于 20mm，并延伸至基础底板的钢筋网上。短柱长边的纵向钢筋，当长边尺寸不大于 1000mm 时，其钢筋直径不应小于 12mm，间距不应大于 300mm；当长边尺寸大于 1000mm 时，其钢筋直径不应小于 16mm，间距不应大于 300mm，且每隔 1m 左右伸下一根并做 150mm 的直钩支承在基础底部的钢筋网上，其余钢筋锚固至基础底板顶面下 l_a 处，见图 4-13。短柱短边每

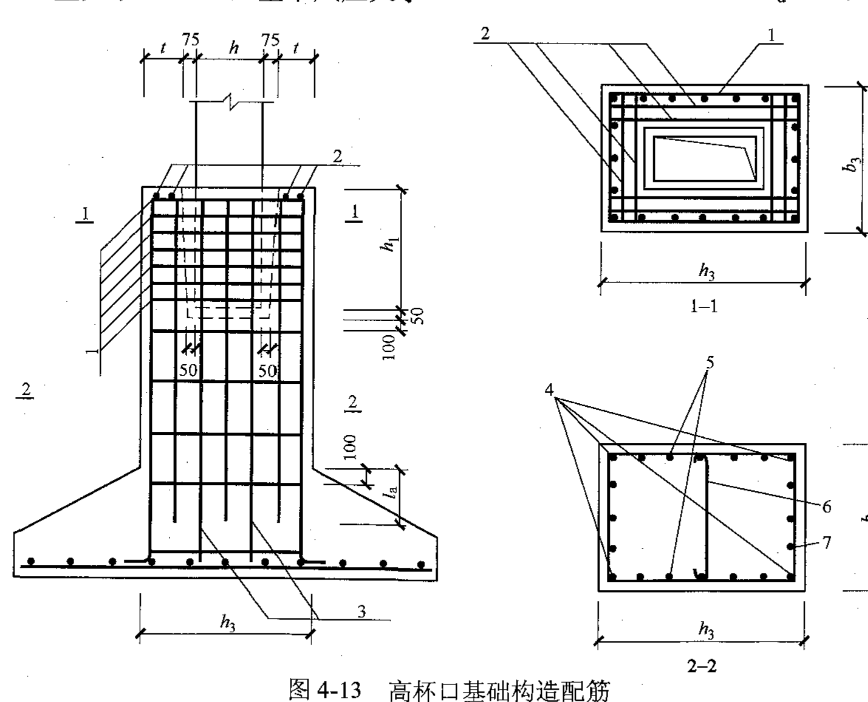


图 4-13　高杯口基础构造配筋

1—杯口壁内横向箍筋 Φ8@150；2—顶层焊接钢筋网；3—插入基础底部的纵向钢筋不应少于 1 根/m；4—短柱四角钢筋一般不小于 Φ20；5—短柱长边纵向钢筋当 h_3≤1000 时用 Φ12@300，当 h_3>1000 时用 Φ16@300；6—按构造要求；7—短柱短边纵向钢筋每边不少于 0.05%b_3h_3（不小于 Φ12@300）

隔 300mm 应配置直径不小于 12mm 的纵向钢筋，且每边的配筋率不少于短柱截面面积的 0.05%。短柱中杯口壁内横向箍筋不应小于ϕ8@150；短柱中其他部位的箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 300mm；当抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 150mm。

表 4-21　　高杯口基础的杯壁厚度 t　　（mm）

h	t
600<h≤800	≥250
800<h≤1000	≥300
1000<h≤1400	≥350
1400<h≤1600	≥400

第五节　条形基础的设计

条形基础有墙下条形基础和柱下条形基础两种。墙下条形基础在长方向上荷载一般分布均匀，按每延米基础进行计算，方法和独立基础类似。对于柱下基础，当地基软弱层地基承载力较低而上部荷载较大时、荷载分布不均匀有可能导致不均匀沉降时或者需要增加基础的整体刚度以减小对上部结构的影响时，则可以采用柱下条形基础。

一、墙下条形基础设计

（1）墙下条形基础底板应按式（4-33）验算墙与基础底板交接处截面的受剪承载力。

（2）墙下条形基础（见图 4-14）的受弯计算和配筋应符合下列规定。

1）任意截面每延米宽度的弯矩可按下式进行计算：

$$M_{\mathrm{I}}=\frac{1}{6}a_1^2\left(2p_{\max}+p-\frac{3G}{A}\right) \tag{4-41}$$

式中　M_{I}——任意截面Ⅰ-Ⅰ处相应于作用的基本组合时的弯矩设计值，kN•m；

a_1——任意截面Ⅰ-Ⅰ至基底边缘最大反力处的距离，m；

$p_{\max}$——相应于作用的基本组合时的基础底面边缘最大地基反力设计值，kPa；

p——相应于作用的基本组合时在任意截面Ⅰ-Ⅰ处基础底面地基反力设计值，kPa；

G——考虑作用分项系数的基础自重及其上的土自重，kN（当组合值由永久作用控制时，作用分项系数可取 1.35）。

2）其最大弯矩截面的位置应符合下列规定：

a．当墙体材料为混凝土时，取 $a_1=b_1$。

b．如为砖墙且放脚不大于 1/4 砖长时，取 $a_1=b_1$+1/4 砖长。

3）墙下条形基础底板每延米宽度的配筋除满足计算和最小配筋率要求外，尚应符合 GB 50007—2011 第 8.2.1 条的构造要求。

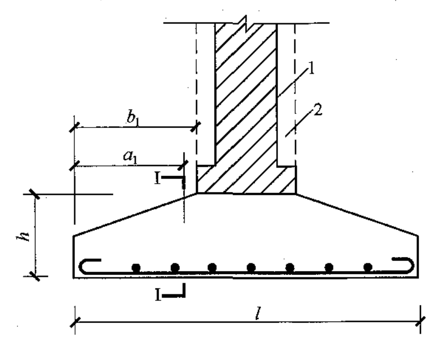


图 4-14　墙下条形基础的计算示意图
1—砖墙；2—混凝土墙

二、柱下条形基础设计计算方法

（一）设计计算原理

柱下条形基础内力计算需满足静力平衡条件和变形协调条件。

1. 静力平衡条件

作用在基础上的竖向荷载应与作用于基底的土反力平衡：

$$\Sigma N_i=\Sigma p_i \tag{4-42}$$

$$\Sigma M=0 \tag{4-43}$$

式中　ΣN_i、Σp_i——荷载的合力、基底反力的合力，kN；

ΣM——外荷载与反力力矩之和，kN・m。

式（4-42）、式（4-43）忽略了地基与基础接触面摩阻力的影响。在基础承受力矩作用时，由于地基是散体结构，不能传递弯矩。

2. 变形协调条件

基础底面任一点 i 的挠度等于该处地基竖向位移 S_i，即

$$S_i=\omega_i \tag{4-44}$$

式中　i——基础与地基接触面上任一点，应该看做是连续的接触点，若假定仅在某些点上满足式（4-44）要求，那么只能是近似的简化计算。

（二）主要设计计算方法

柱下条形基础的设计计算方法主要有静力平衡法、倒梁法、弹性地基梁法等。GB 50007—2011 规定：

（1）在比较均匀的地基上，上部结构刚度较好，荷载分布较均匀，且条形基础梁的高度不小于 1/6 柱距时，地基反力可按直线分布，条形基础梁的内力可按连续梁计算，此时边跨跨中弯矩及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数。

（2）当不满足第一条的要求时，宜按弹性地基梁计算。

（3）对交叉条形基础，交点上的柱荷载可按静力平衡条件及变形协调条件进行分配。其内力可按本条上述规定，分别进行计算。

（4）应验算柱边缘处基础梁的受剪承载力。

（5）当存在扭矩时，尚应作抗扭计算。

（6）当条形基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时，应验算柱下条形基础梁顶面的局部受压承载力。

1. 静力平衡法

静力平衡法为一种简化计算方法，是通过静力平衡条件进行求解，一般用于上部柔性结构且基础自身刚度较大的条形基础和联合基础。此方法忽略了上部结构与基础的相互作用，条形基础在基底反力与荷载的共同作用下会产生整体弯曲，因此计算所得的不利截面弯矩绝对值较其他方法偏大。

2. 倒梁法

倒梁法是将柱与基础梁的节点视为梁下铰支座，将基底反力视为作用于基础梁上的线性分布荷载，按照倒置的连续梁进行计算。由于没有考虑土与基础及上部结构的共同作用，所得计算反力一般不等于原有的柱压力，因而不能满足静力平衡条件，一般采用“基底反力局部调整法”进行修正，将支座处不平衡力均匀分布在支座两侧各 1/3 跨度范围内进行叠加，形成一种新的反力分布，再按弯矩分配法或查表法计算调整后的内力，然后对计算结果进行叠加，重复上述步骤，直至精度满足要求。

3. 弹性地基梁法

弹性地基梁在荷载作用下梁与地基连续接触，梁所受反力连续分布，弹性地基梁具有无穷多个支点和未知反力，为无穷多次超静定结构。同时弹性地基梁与地基共同变形，需满足变形连续条件。

（1）局部弹性地基模型（温克尔假设）。温克尔对地基提出以下假设：地基任一点的沉降与该点单位面积上所受的压力成正比。温克尔假设实际上是把地基模拟为刚性底座上一系列独立的弹簧，由于每个弹簧是独立的，彼此不发生联系，当地基表面受到压力 p 时，只在该点产生沉陷 y，而在其他点不产生任何沉降，地基模型如图 4-15 所示，建立下列公式：

$$\delta=ky \tag{4-45}$$

式中 δ——地基表面受到的压应力，N/mm^2；

k——比例系数，称为基床系数，N/mm^3；

y——地基的位移（沉降），mm。

（2）无限长梁计算模型。梁与地基的相对刚度对地基梁的受力状态具有重要影响。当梁较短粗。地基较柔软，梁的挠度曲线和地基反力曲线在梁的整个跨度范围内都是比较平缓的曲线时，这类型梁称为短梁；梁较细长，地基较坚实，梁的挠度和地基反力只在荷载附近的局部范围内比较显著，在较远处则逐渐衰减而趋近于零，这类型梁称为长梁。长梁与短梁的划分如下：荷载至梁两端的距离均大于 $3L$，称为无限长梁；荷载至梁一端的距离小于 $3L$，而至另一端的距离大于 $3L$，称为半无限长梁；荷载至梁两端的距离均小于 $3L$，称为短梁。基础梁的特征长度按下式计算：

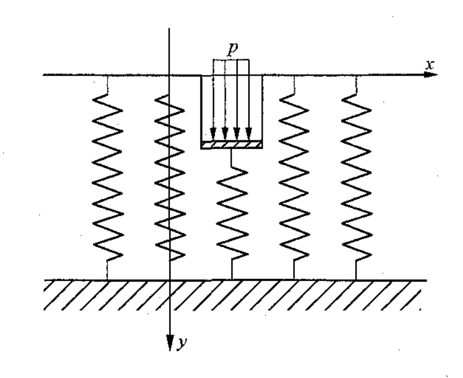


图 4-15 温克尔地基模型

$$L=\frac{1}{\lambda}=\sqrt[4]{\frac{4EI}{kb}} \tag{4-46}$$

式中 b——梁的底面宽度，mm；

EI——截面抗弯刚度。

半无限长梁、无限长梁计算模型如图 4-16、图 4-17 所示。

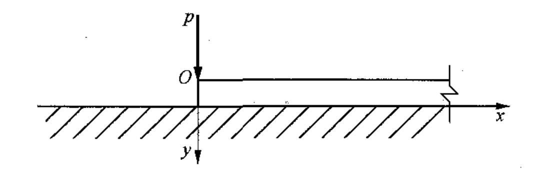


图 4-16 半无限长梁计算模型

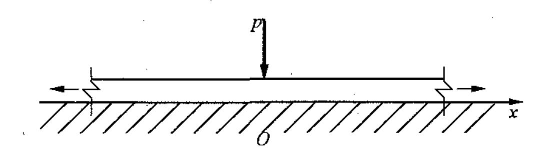


图 4-17 无限长梁计算模型

（3）弹性地基梁常用计算软件程序。PKPMCAD 系统的基础设计软件 JCCAD 是用户广泛使用的模块，对于整体基础的计算，JCCAD 软件提供了多种计算模型，如交叉地基梁可采用文克尔模型，即普通弹性地基梁模型进行分析，又可采用考虑土壤之间相互作用的广义文克尔模型进行分析。

对于弹性地基梁的计算，JCCAD 提供了多种计算模式：

1）按普通弹性地基梁计算：计算时不考虑上部结构刚度影响，一般推荐使用，只有当该方法计算梁截

面不够且截面不宜扩大时才考虑其他计算模式。

2）按考虑等代上部结构刚度影响的弹性地基梁计算：当上部结构与基础相比具有较大的刚度时，它对基础受力状况的影响不可忽视。软件计算原理是将上部结构按柱网轴线等代成刚度为地基梁刚度若干倍的交叉梁系，柱子假设两端铰接，连接在基础梁与上部结构等待梁之间，荷载仍作用于柱子节点上。当上部结构等代梁的刚度大于基础梁刚度一定倍数时，节点位移差很小，实际上就成了弹性地基梁单元模型的倒楼盖法。

3）按普通梁单元刚度矩阵的倒楼盖方式计算：适用于上部结构刚度较大，或者地基刚度较大、沉降差较小的基础。假设上部结构刚度无穷大，基础只有局部弯矩，不存在整体弯曲。它的特点是概念简单，用查表手算也可得到计算结果。在梁元法中，用考虑了剪切变形的普通梁单元刚度矩阵来形成总刚阵，并将上部荷载按刚性底板假定和文克尔反力模型导算成梁上线荷载，这种方式计算相比弹性地基梁法，其局部弯矩将大些，整体弯矩则为0。

三、条形基础构造要求

条形基础的构造除短方向应符合本章第四节的构造要求外，尚应符合下列规定：

（1）墙下条形基础纵向分布钢筋的直径不宜小于 8mm；间距不宜大于 300mm；每延米分布钢筋的面积应不小于受力钢筋面积的 15%。当有垫层时钢筋保护层的厚度不应小于 40mm；无垫层时不应小于 70mm。

（2）当墙下条形基础的宽度大于或等于 2.5m 时，和独立基础类似，底板受力钢筋的长度可取边长或宽度的 0.9 倍，并宜交错布置，见图 4-9。

（3）条形基础底板在 T 形及十字形交接处，底板横向受力钢筋仅沿一个主要受力方向通长布置，另一方向的横向受力钢筋可布置到主要受力方向底板宽度 1/4 处，在拐角处底板横向受力钢筋应沿两个方向布置，见图 4-18。

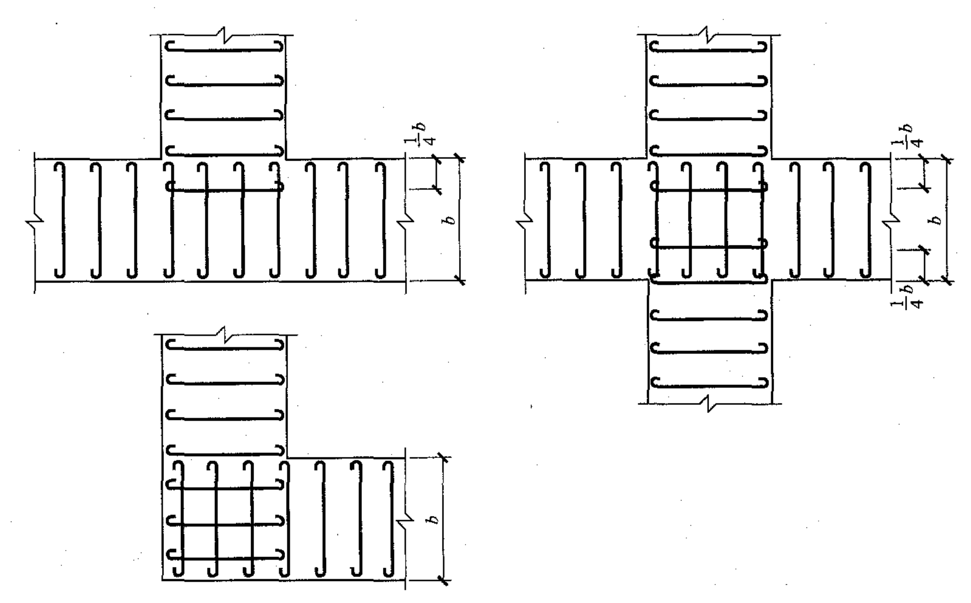


图 4-18 墙下条形基础纵横交叉处底板受力钢筋布置

（4）柱下条形基础梁的高度宜为柱距的 1/8～1/4。翼板厚度不应小于 200mm。当翼板厚度大于 250mm 时，宜采用变厚度翼板，其顶面坡度宜小于或等于 1:3。

（5）柱下条形基础的端部宜向外伸出，其长度宜为第一跨距的 0.25 倍。

（6）现浇柱与条形基础梁的交接处，基础梁的平面尺寸应大于柱的平面尺寸，且柱的边缘至基础梁边缘的距离不得小于 50mm，见图 4-19。

（7）柱下条形基础梁顶部和底部的纵向受力钢筋除应满足计算要求外，顶部钢筋应按计算配筋全部贯通，底部通长钢筋不应少于底部受力钢筋截面总面积的 1/3。

（8）柱下条形基础的混凝土强度等级不应低于 C25。

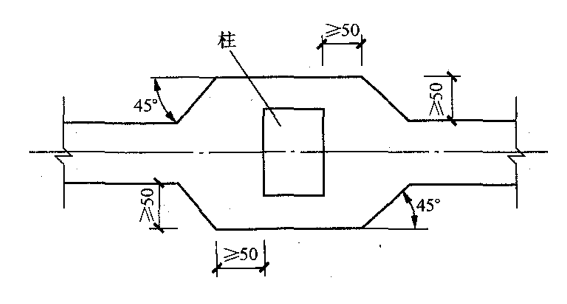


图 4-19 现浇柱与条形基础梁交接处平面尺寸

第六节 片筏基础的设计

一、片筏基础设计一般规定

1. 概述

片筏基础可以有效地降低基底压力，增加基础整体地刚度，减小地基不均匀沉降，因此适用于上部荷载较大及地基土压缩性较高的情况。电厂结构中，锅炉、主厂房、烟囱、汽机基础底板等经常采用片筏基础。

根据地基土性质、上部结构体系、柱距、荷载大小、使用要求以及施工条件等因素，片筏基础主要分为梁板式和平板式两种类型。与梁板式筏基相比，平板式筏基具有抗冲切及抗剪切能力强的特点，且构造简单、施工便捷，经大量工程实践证明，平板式筏基具有更好的适应性，见图 4-20。

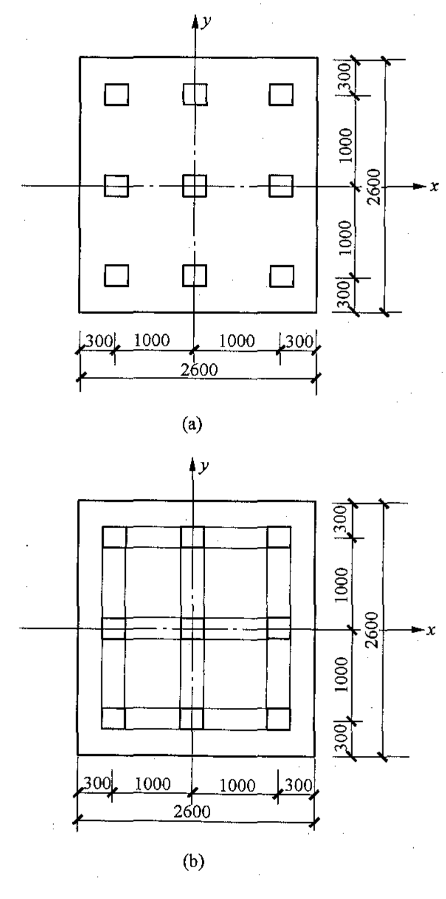


图 4-20 片筏基础类型

（a）平板式；（b）梁板式

2. 竖向荷载偏心要求

对单幢建（构）筑物，在均匀地基的条件下，基础底面的压力和基础的整体倾斜主要取决于作用的准永久组合下产生的偏心距大小。对基底平面为矩形的筏基，在偏心荷载作用下，基础抗倾覆稳定系数 K_F 可用下式表示：

$$K_F=\frac{y}{e}=\frac{\gamma B}{e}=\frac{\gamma}{e/B} \tag{4-47}$$

式中 y——基底平面形心至最大受压边缘的距离；

B——与组合荷载竖向合力偏心方向平行的基础边长；

e——作用在基底平面的组合荷载全部竖向合力对基底面积形心的偏心距；

γ——y 与 B 的比值。

从式（4-47）中可以看出 e/B 直接影响抗倾覆稳定系数 K_F，K_F 随着 e/B 的增大而降低，因此 e/B 较大时容易引起较大的倾斜。高层建筑由于楼身质心高、荷载重，在片筏基础开始产生倾斜后，建筑物总重对基础底面形心将产生新的倾覆力矩增量，而倾覆力矩的增量又将产生新的倾斜增量，倾斜可能随时间而逐渐增长，直到地基变形稳定为止。因此，为避免基础产生倾斜，应尽量使结构竖向荷载合力作用点与基础平面形心重合，当偏心难以避免时，应规定竖向合力偏心距的限值。在作用的准永久组合下，偏心距 e 宜符合下式规定：

$$e\leqslant 0.1W/A \tag{4-48}$$

式中 W——与偏心距方向一致的基础底面边缘抵抗矩，m^3；

A——基础底面积，m^2。

3. 片筏基础构造要求

（1）片筏基础应满足受冲切承载力的要求，平板式基础的板厚不应小于 500mm，梁板式基础的板厚不应小于 400mm，且板厚与板格的最小跨度之比不应小于 1/14。

（2）片筏基础的混凝土强度等级不应低于 C30，当有地下室时应采用防水混凝土。防水混凝土的抗渗等级应按表 4-22 选用。对重要建筑，宜采取自防水并设置架空排水层。

表 4-22 防水混凝土抗渗等级

埋置深度 d（m）	设计抗渗等级
$d<10$	P6
$10\leqslant d<20$	P8
$20\leqslant d<30$	P10
$30\leqslant d$	P12

（3）对于平板式片筏基础，当筏板的厚度大于 2000mm 时，宜在板厚中间部位设置直径不小于 12mm、间距不大于 300mm 的双向钢筋网。

（4）按基底反力直线分布计算的梁板式筏基的底板和基础梁的配筋除满足计算要求外，纵横方向的底部钢筋尚应有不少于 1/3 贯通全跨，顶部钢筋按计算

配筋全部连通，底板上下贯通钢筋的配筋率不应小于0.15%。

（5）按基底反力直线分布计算的平板式筏基，可按柱下板带和跨中板带分别进行内力分析。柱下板带中，柱宽及其两侧各0.5倍板厚且不大于1/4板跨的有效宽度范围内，其钢筋配置量不应少于柱下板带钢筋数量的1/2，且应能承受部分不平衡弯矩$\alpha_m M_{unb}$。M_{unb}为作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩，α_m应按式（4-49）进行计算。平板式筏基柱下板带和跨中板带的底部支座钢筋应有不少于1/3贯通全跨，顶部钢筋应按计算配筋全部连通，上下贯通钢筋的配筋率不应小于0.15%。

$$\alpha_m=1-\alpha_s \tag{4-49}$$

式中 α_m——不平衡弯矩通过弯曲来传递的分配系数；

α_s——按式（4-52）计算。

（6）采用大面积整体筏形基础时，与主楼连接的外扩地下室，其角隅处的楼板板角除配置两个垂直方向的上部钢筋外，尚应布置斜向上部构造钢筋，钢筋直径不应小于10mm、间距不应大于200mm，该钢筋伸入板内的长度不宜小于1/4的短边跨度；与基础整体弯曲方向一致、垂直于外墙的楼板上部钢筋，以及主裙楼交界处的楼板上部钢筋，钢筋直径不应小于10mm、间距不应大于200mm，且钢筋的面积不应小于受弯构件的最小配筋率，钢筋的锚固长度不应小于30d（d为钢筋直径）。

（7）采用片筏基础带地下室的高层和低层建筑（其地下室四周外墙与土层紧密接触且土层为非松散填土、松散粉细砂土或软塑流塑黏性土，同时上部结构为框架、框剪结构），当地下一层结构顶板作为上部结构嵌固部位时，应符合下列规定：

1）地下一层的结构侧向刚度大于或等于与其相连的上部结构底层楼层侧向刚度的1.5倍。

2）地下一层结构顶板应采用梁板式楼盖，板厚不应小于180mm，其混凝土强度等级不宜小于C30；楼面应采用双层双向配筋，且每层每个方向的配筋率不宜小于0.25%。

3）地下室外墙和内墙边缘的板面不应有大洞口，以保证将上部结构的地震作用或水平力传递到地下室抗侧力构件中。

4）当地下室内、外墙与主体结构墙体之间的距离符合GB 50007要求时，该范围内的地下室内、外墙可计入地下一层的结构侧向刚度，但此范围内的侧向刚度不能重叠使用于相邻建筑。当不符合上述要求时，建筑物的嵌固部位可设在筏形基础的顶面，此时宜考虑基侧土和基底土对地下室的抗力。

（8）地下室一般不宜设置变形缝。当地下室长度超过伸缩缝最大间距时，可考虑利用混凝土后期强度，降低水泥用量；也可每隔30～40m设置贯通顶板、底部及墙板的施工后浇带。后浇带可设置在柱距三等分的中间范围内及剪力墙附近，其方向宜与梁正交，沿竖向应在结构同跨内；底板及外墙的后浇带宜增设附加防水层；后浇带封闭时间宜滞后45d以上，其混凝土强度等级宜提高一级，并宜采用无收缩混凝土，低温入模。施工后浇带的作用在于减少混凝土的收缩应力，并不直接减少使用阶段的温度应力。所以通过后浇带的板、墙钢筋宜断开搭接，以便两部分的混凝土各自自由收缩；梁主筋断开问题较多，可不断开。后浇带应从受力影响小的部位通过（如梁、板1/3跨度处，连梁跨中等部位），不必在同一截面上，可曲折而行，只要将建筑物分开为两段即可。混凝土收缩需要相当长时间才能完成，一般在45d后收缩大约可以完成60%，能更有效地限制收缩裂缝。

二、片筏基础承载力计算

（一）受冲切承载力计算

1. 平板式筏基

平板式筏基的板厚应满足柱下受冲切承载力的要求。平板式筏基进行抗冲切验算时应考虑作用在冲切临界面重心上的不平衡弯矩产生的附加剪力。对基础的边柱和角柱进行冲切验算时，其冲切力应分别乘以1.1和1.2的增大系数。距柱边$h_0/2$处冲切临界截面的最大剪应力τ_{max}应按式（4-50）、式（4-51）进行计算，截面示意图见图4-21。板的最小厚度不应小于500mm。

$$\tau_{max}=\frac{F_l}{u_m h_0}+\alpha_s\frac{M_{unb}c_{AB}}{I_s} \tag{4-50}$$

$$\tau_{max}\leqslant 0.7\,(0.4+1.2/\beta_s)\,\beta_{hp}f_t \tag{4-51}$$

$$\alpha_s=1-\frac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{c_1}{c_2}}} \tag{4-52}$$

式中 F_l——相应于作用的基本组合时的冲切力（对内柱取轴力设计值减去筏板冲切破坏锥体内的基底净反力设计值；对边柱和角柱，取轴力设计值减去筏板冲切临界截面范围内的基底净反力设计值），kN；

u_m——距柱边缘不小于$h_0/2$处冲切临界截面的最小周长，m；

h_0——筏板的有效高度，m；

M_{unb}——作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩设计值，kN•m；

c_{AB}——沿弯矩作用方向，冲切临界截面重心至冲切临界截面最大剪应力点的距离，m；

I_s——冲切临界截面对其重心的极惯性矩，m^4；

β_s——柱截面长边与短边的比值，当β_s<2时取2，当β_s>4时取4；

β_{hp}——受冲切承载力截面高度影响系数（当 $h \leqslant 800$mm 时，取 $\beta_{hp}=1.0$；当 $h \geqslant 2000$mm 时，取 $\beta_{hp}=0.9$，其间按线性内插法取值）；

f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值，kPa；

α_s——不平衡弯矩通过冲切临界截面上的偏心剪力来传递的分配系数；

c_1——与弯矩作用方向一致的冲切临界截面的边长，m；

c_2——垂直于 c_1 的冲切临界截面的边长，m。

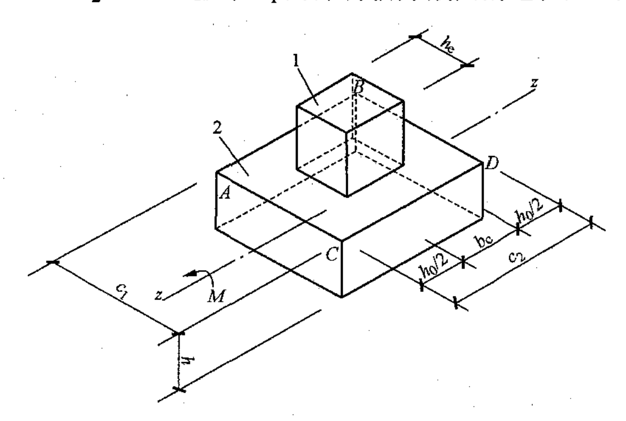


图 4-21　内柱冲切临界截面示意图

1—筏板；2—柱

当柱荷载较大，等厚度筏板的受冲切承载力不能满足要求时，可在筏板上面增设柱墩或在筏板下局部增加板厚或采用抗冲切钢筋等措施满足受冲切承载能力要求。

2. 梁板式筏基

梁板式筏基底板除计算正截面受弯承载力外，其厚度尚应满足受冲切承载力、受剪切承载力的要求。按基底反力直线分布计算的梁板式筏基，其基础梁的内力可按连续梁分析，边跨跨中弯矩以及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数。

梁板式筏基底板受冲切承载力应按下式进行计算：

$$F_l \leqslant 0.7\beta_{hp} f_t u_m h_0 \qquad (4\text{-}53)$$

式中 F_l——作用的基本组合，图 4-22 中阴影部分面积上的基底平均净反力设计值，kN；

u_m——距基础梁边 $h_0/2$ 处冲切临界截面的周长，m。

当底板区格为矩形双向板时，底板受冲切所需的厚度 h_0 应按式（4-54）进行计算，其底板厚度与最大双向板格的短边净跨之比不应小于 1/14，且板厚不应小于 400mm。

$$h_0=\frac{(l_{n1}+l_{n2})-\sqrt{(l_{n1}+l_{n2})^2-\dfrac{4p_n l_{n1} l_{n2}}{p_n+0.7\beta_{hp} f_t}}}{4} \qquad (4\text{-}54)$$

式中 l_{n1}、l_{n2}——计算板格的短边和长边的净长度，m；

p_n——扣除底板及其上填土自重后，相应于作用的基本组合时的基底平均净反力设计值，kPa。

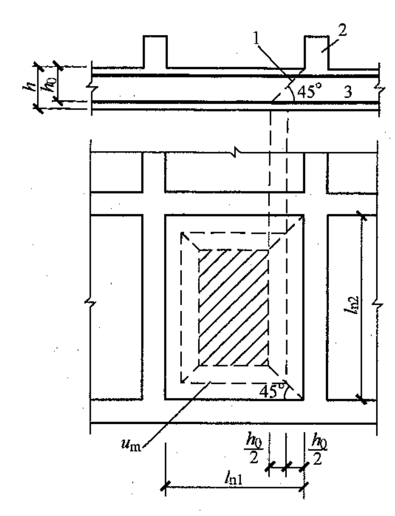


图 4-22　底板冲切计算示意图

1—冲切破坏锥体的斜截面；2—梁；3—底板

（二）受剪承载力计算

1. 平板式筏基

平板式筏基除满足受冲切承载力外，尚应验算距内筒和柱边缘 h_0 处截面的受剪承载力。当筏板变厚度时，尚应验算变厚度处筏板的受剪承载力。平板式筏基受剪承载力应按式（4-55）验算：

$$V_s \leqslant 0.7\beta_{hs} f_t b_w h_0 \qquad (4\text{-}55)$$

式中 V_s——相应于作用的基本组合时，基底净反力平均值产生的距内筒或柱边缘 h_0 处筏板单位宽度的剪力设计值，kN；

b_w——筏板计算截面单位宽度，m；

h_0——距内筒或柱边缘 h_0 处筏板的截面有效高度，m。

2. 梁板式筏基

梁板式筏基双向底板斜截面受剪承载力应按下式进行计算：

$$V_s \leqslant 0.7\beta_{hs} f_t (l_{n2}-2h_0) h_0 \qquad (4\text{-}56)$$

式中 V_s——距梁边缘 h_0 处，作用在图 4-23 中阴影部分面积上的基底平均净反力产生的剪力设计值，kN。

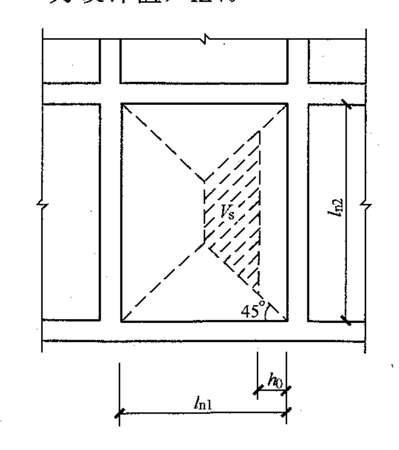


图 4-23　底板剪切计算示意图

第七节 岩石锚杆基础的设计

一、概述

岩石锚杆基础是在钻凿成型的岩孔中灌注水泥砂浆，同时以普通钢材为锚杆体而形成的锚杆基础，适用于直接建在基岩上的柱基，以及承受拉力或水平力较大的建(构)筑物基础。岩石锚杆基础可按照建(构)筑物上部结构型式及岩石特性大致分为直接锚杆、间接锚杆两种型式。直接锚杆是将柱的受力钢筋直接锚入岩层，适用于中心或小偏心受压柱，当钢筋混凝土结构柱基础及岩石强度较高时，可将地脚螺栓（锚杆）直接锚入岩石。间接锚杆与直接锚杆型式不同，间接锚杆适用于钢筋混凝土柱基和岩石强度较低时，即柱下作基础，基础下再设锚杆，通常适用于大偏心受压柱。岩石锚杆基础的设计原理是直接利用岩石作为持力层，经过地脚螺栓连接，把上部荷载通过柱或垫块直接传至岩石。岩石锚杆基础的应用具有以下优点：

（1）根据不同地区的具体情况，制定相应的基础方案，合适的基础型式可节省建筑材料，从而节省建设资金、水泥、沙石、基础钢材及弃渣的运输量，特别是在地形地貌较为复杂、交通不便的高山地区。

（2）当建（构）筑物场地选择在一个岩石层埋深较浅的地区时，岩石锚杆基础更有利于基槽（坑）开挖，由于开挖量减少，基础混凝土用量、土石方开挖量也会随之减少，从而加快施工总进度。

（3）锚杆的抗拔性能极好，那些需要在岩石地基上建造的建（构）筑物的单独基础，采用岩石锚杆基础不但比普通基础埋深浅得多，而且仍然能够保证建（构）筑物的稳定性和可靠性，和普通基础一样具有良好的抗倾覆能力，彻底保障了建（构）筑物的使用安全。

结构高度较大的工业厂房受到风荷载和吊车水平荷载的影响，因此作用在基础上的弯矩较大，当基础位于岩石地基上时，如按常规普通基础设计，基岩的高承载力无法充分利用。锚杆基础能够最大限度利用原状岩体的力学性能，通过在厂房基础底部设置锚杆将基础与基岩连成整体，整体共同承担上部柱子传来的弯矩，不但可以减小基础尺寸和埋深、节省投资，而且可以弥补普通基础抗拔性能差的缺点，更重要的是为厂房内大型设备基础的布置提供足够的空间。锚杆基础构造如图 4-24、图 4-25 所示。

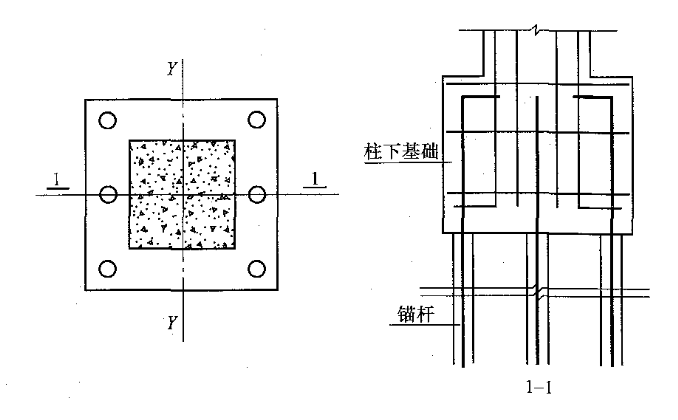


图 4-24 间接锚杆基础构造图

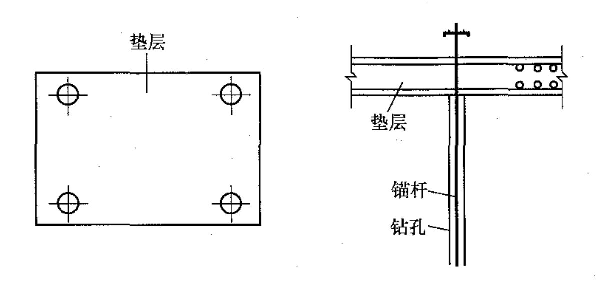


图 4-25 直接锚杆基础构造图

二、工程锚杆的分类和构造要求

1. 锚杆分类

锚杆构件一般在工作时只提供抗拉和抗剪作用，而抗弯和抗压作用能力微乎其微，在实际工程中常常被忽略。锚杆主要由锚头、自由段和锚固段三部分组成，在实际工作中各部分发挥着不同的作用和功效。锚头位于锚杆外端，是用于锚固锁定锚杆拉力的部分，由垫板、垫墩、锚具、保护帽和外端锚筋五部分组成。锚杆大致有以下几种分类：

（1）根据从锚杆锚固长度可分为集中（端头）锚固类锚杆和全长锚固类锚杆。

（2）根据锚杆工作时间的长短可分为临时锚杆和永久性锚杆。

（3）根据预应力的施加情况可分为预应力锚杆（包括高预应力长锚杆、低预应力短锚杆）和非预应力锚杆（普通锚杆）。

（4）根据力在锚杆中不同的传递方式，可分为摩擦抵抗力大于支撑抵抗力的摩擦型锚杆（俗称灌浆锚杆）；摩擦抵抗力小于支撑抵抗力的承压型锚杆；抵抗摩擦力约等于支持抵抗力的摩擦组合型锚杆，如扩孔注浆锚杆、螺旋锚杆等。

（5）根据灌浆工艺的不同，可分为导管法注浆直轴锚杆、低压注浆锚杆、高压注浆锚杆和扩孔不足锚杆。

（6）根据钻孔方式不同可分为普通钻孔锚杆、旋转式钻孔锚杆和扩孔锚杆。

（7）根据施加外力的不同方式可分为拉力型锚杆和压力型锚杆。

（8）根据工作机理可分为主动锚杆和被动锚杆。

（9）锚固型锚杆根据锚固对象来划分类别，锚固在岩层中的称为岩层锚杆，锚固在土层中的称为土层锚杆。

2. 锚杆构造要求

锚杆基础应与基岩连成整体，应符合下列构造要求：

（1）锚杆孔直径宜取锚杆筋体直径的3倍，但不应小于1倍锚杆筋体直径加50mm。锚杆基础的构造要求可按图4-26采用。

（2）锚杆筋体插入上部结构的长度应符合钢筋的锚固长度要求。

（3）锚杆筋体宜采用热轧带肋钢筋，水泥砂浆强度不宜低于30MPa，细石混凝土强度不宜低于C30。灌浆前，应将锚杆孔清理干净。

三、岩石锚杆基础计算方法

在进行岩石锚杆基础的计算时，应满足以下规定：

（1）采用柱底轴压力最大时的组合内力进行计算，校核柱脚与垫层或地基间的局部抗压强度。

（2）采用柱底弯矩最大时的组合内力，校核锚杆抗拉承载力：

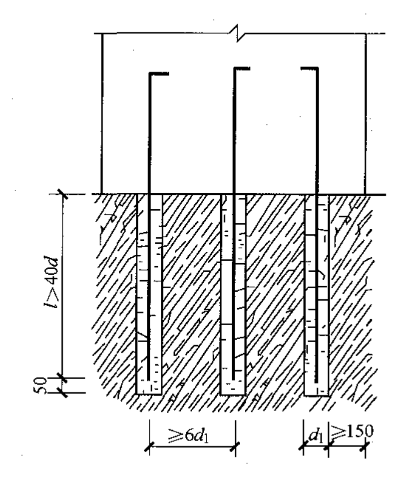


图4-26 锚杆基础

d_1—锚杆直径；l—锚杆的有效锚固长度；d—锚杆筋体直径

$$N_{ti}=\frac{F_k+G_k}{n}-\frac{M_{xk}y_i}{\Sigma y_i^2}-\frac{M_{yk}x_i}{\Sigma x_i^2} \tag{4-57}$$

$$N_{max}\leqslant R_t \tag{4-58}$$

式中 N_{ti}——相应于作用的标准组合时，第 i 根锚杆所承受的拔力值，kN；

F_k——相应于作用的标准组合时，作用在基础顶面上的竖向力，kN；

G_k——基础自重及其上的土自重，kN；

M_{xk}、M_{yk}——按作用的标准组合计算作用在基础底面形心的力矩值，kN·m；

x_i、y_i——第 i 根锚杆至基础底面形心的 y、x 轴线的距离，m；

N_{max}——锚杆所受拔力的最大值；

R_t——单根锚杆抗拔承载力特征值，kN。

（3）对设计等级为甲级的建（构）筑物，单根锚杆抗拔承载力特征值 R_t 应通过现场试验确定。对于其他建（构）筑物应符合下式规定：

$$R_t\leqslant 0.8\pi d_1 lf \tag{4-59}$$

式中 f——砂浆与岩石间的黏结强度特征值，按表4-23选用，kPa。

表4-23 砂浆与岩石间的黏结强度特征值 （kPa）

岩石坚硬程度	软岩	较软岩	硬质岩
黏结强度	<0.2	0.2～0.4	0.4～0.6

注 水泥砂浆强度为30MPa或细石混凝土强度等级为C30。

第八节 桩 基 础

桩基是一种历史悠久的基础型式，桩基技术经历了多年的发展，无论是桩材料、桩类型及施工机械和施工方法都有了巨大的发展，已经形成了现代化基础工程体系。竖向受压桩按桩身竖向受力情况可分为摩擦型桩和端承型桩。摩擦型桩分为端承摩擦桩和摩擦桩，端承摩擦桩的桩顶竖向荷载主要由桩侧阻力承受；摩擦桩的桩端阻力可忽略不计，桩顶竖向荷载全部由桩侧阻力承受。端承型桩分为摩擦端承桩和端承桩，摩擦端承桩的桩顶竖向荷载主要由桩端阻力承受；端承桩的桩侧阻力可忽略不计，桩顶竖向荷载全部由桩端阻力承受。

一、一般要求

（一）设计规定

（1）所有桩基均应进行承载力和桩身强度计算。对预制桩，尚应进行运输、吊装和锤击等过程中的强度和抗裂验算。

（2）计算桩基沉降时，最终沉降量宜按单向压缩分层总和法计算。地基内的应力分布宜采用各向同性均质线性变形体理论，按实体深基础方法或明德林应力公式方法进行计算。

（3）桩基础的抗震承载力验算应符合GB 50011的有关规定。

（4）桩基宜选用中、低压缩性土层作桩端持力层。

（5）同一结构单元的桩基，由于采用压缩性差异较大的持力层或部分采用摩擦桩，部分采用端承桩，常引起较大的不均匀沉降，导致建筑物构件开裂或建筑物倾斜；在地震荷载作用下，摩擦桩和端承桩的沉降不同，如果同一结构单元的桩基同时采用部分摩擦

桩和部分端承桩，将导致结构产生较大的不均匀沉降。因此，同一结构单元内的桩基不宜选用压缩性差异较大的土层作桩端持力层，不宜采用部分摩擦桩和部分端承桩。

（6）由于欠固结软土、湿陷性土和场地填土的固结，场地大面积堆载、降低地下水位等原因，引起桩周土的沉降大于桩的沉降时，应考虑桩侧负摩擦力对桩基承载力和沉降的影响。

（7）对位于坡地、岸边的桩基，应进行桩基的整体稳定验算。桩基应与边坡工程统一规划，同步设计。

（8）岩溶地区的嵌岩桩在成孔中常发生漏浆、塌孔和埋钻现象，给施工造成困难，因此应首先考虑利用上覆土层作为桩端持力层的可行性。利用上覆土层作为桩端持力层的条件是上覆土层必须是稳定的土层，其承载力及厚度应满足要求。上覆土层稳定性的判定至关重要，在岩溶发育区，当基岩上覆土层为饱和砂类土时，应视为地面易塌陷区，不得作为建筑场地。必须用作建筑场地时，可采用嵌岩端承桩基础，同时采取勘探孔注浆等辅助措施。当基岩面以上为黏性土层，黏性土有一定厚度且无土洞存在或可溶性岩面上有砂岩、泥岩等非可溶岩层时，上覆土层可视为稳定土层。当上覆黏性土在岩溶水上下交替变化作用下可能形成土洞时，上覆土层也应视为不稳定土层。

（9）应考虑桩基施工中挤土效应对桩基及周边环境的影响；在深厚饱和软土中不宜采用大片密集有挤土效应的桩基。

（10）在深厚软土中，当基坑开挖较深时，基底土的回弹会引起桩身上浮、桩身开裂，影响单桩承载力和桩身耐久性，应引起高度重视。设计时应考虑加强桩身配筋，支护结构设计时应采取防止基底隆起的措施，同时应加强坑底隆起的监测。

（11）桩基设计时，应结合地区经验考虑桩、土、承台的共同工作，如减少混凝土桩基的沉降、进行混凝土桩基的变刚度调平设计等。实际操作中应根据建筑物的要求和岩土工程条件及工程经验确定设计参数。无论采用哪种模式，承台下土层均应是稳定土层。液化土、欠固结土、高灵敏度软土、新填土等皆属于不稳定土层，当沉桩引起承台土体明显隆起时，也不宜考虑承台底土层的抗力作用。

（12）承台及地下室周围的回填土质量对高层建筑抗震性能的影响较大，规范均规定了填土压实系数不应小于 0.94。除要求施工中采取措施尽量保证填土质量外，还可考虑改用灰土回填或增加 1～2 层混凝土水平加强条带，条带厚度不应小于 0.5m。

（二）桩与桩基的构造要求

（1）摩擦型桩的中心距不宜小于桩身直径的 3 倍；扩底灌注桩的中心距不宜小于扩底直径的 1.5 倍，当扩底直径大于 2m 时，桩端净距不宜小于 1m。在确定桩距时尚应考虑施工工艺中挤土等效应对邻近桩的影响。规定摩擦型桩的桩中心距限制条件，主要为了减少摩擦型桩侧阻叠加效应及沉桩中对邻桩的影响，对于密集群桩及挤土型桩，应加大桩距。非挤土桩当承台下桩数少于 9 根，且少于 3 排时，桩距可不小于 $2.5d$。对于端承型桩，特别是非挤土端承桩和嵌岩桩桩距的限制可以放宽。

（2）考虑到扩底施工的难易和安全，同时需要保持桩间土的稳定，扩底灌注桩的扩底直径不应大于桩身直径的 3 倍。

（3）桩底进入持力层的深度应根据地质条件、荷载及施工工艺确定，宜为桩身直径的 1～3 倍。在确定桩底进入持力层的深度时，尚应考虑特殊土、岩溶以及震陷液化等影响。嵌岩灌注桩周边嵌入完整和较完整的未风化、微风化、中风化硬质岩体的最小深度不宜小于 0.5m。

（4）布置桩位时宜使桩基承载力合力点与竖向永久荷载合力作用点重合。

（5）设计使用年限不少于 50 年时，非腐蚀环境中预制桩的混凝土强度等级不应低于 C30，预应力桩不应低于 C40，灌注桩的混凝土强度等级不应低于 C25；二 b 类环境及三～五类微腐蚀环境中不应低于 C30；在腐蚀环境中的桩，桩身混凝土的强度等级应符合 GB 50010 的有关规定。设计使用年限不少于 100 年的桩，桩身混凝土的强度等级宜适当提高。水下灌注混凝土的桩身混凝土强度等级不宜高于 C40。

（6）桩身混凝土的材料、最小水泥用量、水灰比、抗渗等级等应符合 GB 50010、GB 50046 及 GB/T 50476《混凝土结构耐久性设计规范》的有关规定。

（7）桩的主筋配置应经计算确定。预制桩的最小配筋率不宜小于 0.8%（锤击沉桩）、0.6%（静压沉桩），预应力桩不宜小于 0.5%；灌注桩的最小配筋率宜为 0.2%～0.65%（小直径桩取大值）。桩顶以下 3～5 倍桩身直径范围内，箍筋宜适当加强加密。

（8）桩身纵向钢筋配筋长度应符合下列规定：

1）受水平荷载和弯矩较大的桩，配筋长度应通过计算确定。

2）桩基承台下存在淤泥、淤泥质土或液化土层时，配筋长度应穿过淤泥、淤泥质土层或液化土层。

3）坡地岸边的桩、8 度及 8 度以上地震区的桩、抗拔桩、嵌岩端承桩应通长配筋。

4）钻孔灌注桩构造钢筋的长度不宜小于桩长的 2/3；桩施工在基坑开挖前完成时，其钢筋长度不宜小于基坑深度的 1.5 倍。

（9）桩身配筋可根据计算结果及施工工艺要求，可沿桩身纵向不均匀配筋。腐蚀环境中的灌注桩主筋

直径不宜小于 16mm，非腐蚀性环境中灌注桩主筋直径不应小于 12mm。

（10）桩顶嵌入承台内的长度不应小于 50mm。主筋伸入承台内的锚固长度不应小于一级钢筋直径的 30 倍和二、三级钢筋直径的 35 倍。对于大直径灌注桩，当采用一柱一桩时，可设置承台或将桩和柱直接连接。桩和柱的连接可按 GB 50007 中高杯口基础的要求选择截面尺寸和配筋，柱纵筋插入桩身的长度应满足锚固长度的要求。

（11）灌注桩主筋混凝土保护层厚度不应小于 50mm；预制桩不应小于 45mm，预应力管桩不应小于 35mm；腐蚀环境中的灌注桩不应小于 55mm。

（三）承台构造要求

1. 桩基承台的几何尺寸

桩基承台除应满足抗冲切、抗剪切、抗弯和上部结构需要外，其构造尺寸还应符合下列规定：

（1）承台的宽度不应小于 500mm。边桩中心至承台边缘的距离不宜小于桩的直径或边长，且桩的外边缘至承台边缘的距离不应小于 150mm。对于条形承台梁，桩的外边缘至承台梁边缘的距离不应小于 75mm。

（2）承台的最小厚度应满足柱钢筋锚固的要求，不宜小于 500mm，且不应小于 300mm。

（3）承台混凝土强度等级不应低于 C25（耐久性要求），纵向钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 70mm，当有混凝土垫层时，不应小于 50mm，且不应小于桩头嵌入承台内的长度。

2. 承台的构造配筋

对于矩形承台，其钢筋应按双向均匀通长布置，钢筋直径不宜小于 10mm，间距不宜大于 200mm，见图 4-27（a）；对于三桩承台，钢筋应按三向板带均匀布置，且最里面的三根钢筋围成的三角形应在柱截面范围内，见图 4-27（b）。承台梁的主筋除应满足计算要求外，尚应符合 GB 50010 关于最小配筋率的规定，主筋直径不宜小于 12mm，架立筋直径不宜小于 10mm，箍筋直径不宜小于 6mm，见图 4-27（c）；柱下独立桩基承台的最小配筋率不应小于 0.15%。钢筋锚固长度自边桩内侧（当为圆桩时，应将其直径乘以 0.886 等效为方桩）算起，不应小于 35 倍钢筋直径。当不满足时，应将钢筋向上弯折，此时钢筋水平段的长度不应小于 25 倍钢筋直径，弯折段的长度不应小于 10 倍钢筋直径。

3. 承台之间的连接

承台之间的连接通常应在两个相互垂直的方向上设置连系梁，单层工业厂房排架柱基础横向跨度较大，设置连系梁有困难，可仅在纵向设置连系梁，在端部应按基础设计要求设置地梁，其具体要求如下：

（1）单桩承台，宜在两个互相垂直的方向上设置连系梁。

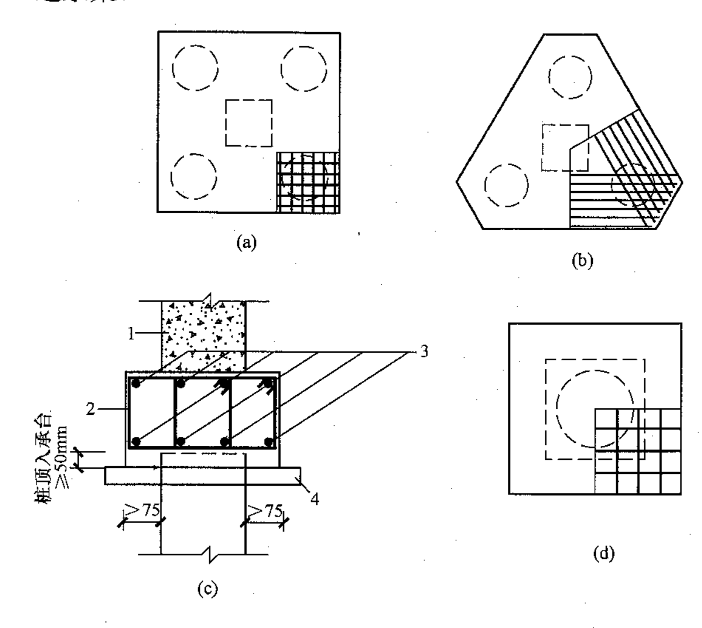


图 4-27　承台配筋示意图

（a）四桩承台；（b）三桩承台；（c）剖面图；（d）单桩承台
1—墙；2—箍筋（直径≥6mm）；3—承台梁内主筋（除须按计算配筋外，尚应满足最小配筋率）；4—垫层（100mm 厚 C10 混凝土）

（2）两桩承台，宜在其短向设置连系梁。

（3）有抗震要求的柱下独立承台，宜在两个主轴方向设置连系梁。

（4）连系梁顶面宜与承台位于同一标高。联系梁的宽度不应小于 250mm，梁的高度可取承台中心距的 $\frac{1}{15} \sim \frac{1}{10}$，且不小于 400mm。

（5）连系梁的主筋应按计算要求确定。连系梁内上下纵向钢筋直径不应小于 12mm 且不应少于 2 根，并应按受拉要求锚入承台。GB 50011 规定符合下列要求时宜沿两个主轴方向设置基础系梁：

1）一级框架和Ⅳ类场地的二级框架。

2）各柱基础底面在重力荷载代表值作用下的压应力差别较大。

3）基础埋置较深，或各基础埋置深度差别较大。

4）地基主要受力层范围内存在软弱黏性土层、液化土层或严重不均匀土层。

5）桩基承台之间。

连系梁截面与配筋理论上应由计算确定，但实际计算是困难的，因为连系梁内力需先计算地基不均匀变形，而地基变形计算较为复杂，因此连系梁设计应重在概念设计并辅以理论计算。连系梁抗侧移的能力最强（连系梁受轴向拉压作用），抗基础转动的能力次之（连系梁受弯曲作用），抗地基不均匀沉降的能力最弱（连系梁受剪切作用）。

对于以抵抗水平作用为主要功能的连系梁，如高

层建筑独立桩基、抗震级别为一级或二级框架的柱下独立基础等，该类基础连系梁的共同特点是连系梁起承担、分配、传递基顶水平荷载的作用。对于该类受轴向力作用的连系梁，建议连系梁截面高度 $h=\left(\frac{1}{15}\sim\frac{1}{10}\right)l$，梁宽 $b\geqslant 250\text{mm}$；纵筋面积先按所连接柱子最大轴力的10%作为拉力计算，再考虑其他因素扩大1.5~2倍，且不宜小于4Φ12。

对于以抵抗地基不均匀沉降为主要功能的连系梁，如桩基础承受的重力荷载差别较大，地基持力层不均匀或地基承载力特征值小于130 kPa的软弱地基，地基主要受力层范围内存在液化土层等，该类地基上的基础可能出现不均匀沉降，基础连系梁以抵抗地基不均匀沉降为主，此时连系梁受剪切作用。由于其抗剪承载力较弱，宜加大连系梁的截面和配筋，梁高 $h\geqslant\frac{1}{12}l$，箍筋应满足抗剪要求，一般不应使用连系梁抵抗过大的地基不均匀沉降。

二、桩基设计计算

(一) 桩顶作用效应计算

1. 两类极限状态下的荷载效应组合

(1) 正常使用极限状态下。

1) 标准组合的效应设计值 S_k 应按下式确定：

$$S_k=S_{Gk}+S_{Q1k}+\psi_{c2}S_{Q2k}+\cdots+\psi_{cn}S_{Qnk} \tag{4-60}$$

式中 S_{Gk}——永久作用标准值 G_k 的效应；

S_{Qik}——第 i 个可变作用标准值 Q_{ik} 的效应；

ψ_{ci}——第 i 个可变作用 Q_i 的组合值系数，按GB 50009的规定取值。

2) 准永久组合的效应设计值 S_k 应按下式确定：

$$S_k=S_{Gk}+\psi_{q1}S_{Q1k}+\psi_{q2}S_{Q2k}+\cdots+\psi_{qn}S_{Qnk} \tag{4-61}$$

式中 ψ_{qi}——第 i 个可变作用的准永久值系数，按GB 50009的规定取值。

(2) 承载能力极限状态下。

1) 由可变作用控制的基本组合的效应设计值 (S_d)，应按下式确定：

$$S_d=\gamma_G S_{Gk}+\gamma_{Q1}S_{Q1k}+\gamma_{Q2}\psi_{c2}S_{Q2k}+\cdots+\gamma_{Qn}\psi_{cn}S_{Qnk} \tag{4-62}$$

式中 γ_G——永久作用的分项系数，按GB 50009的规定取值；

γ_{Qi}——第 i 个可变作用的分项系数，按GB 50009的规定取值。

2) 对由永久作用控制的基本组合，也可采用简化规则，基本组合的效应设计值 S_d 可按下式确定：

$$S_d=1.35S_k\leqslant R \tag{4-63}$$

式中 S_k——标准组合的作用效应设计值。

2. 群桩中单桩桩顶竖向力确定

(1) 轴心竖向力作用下：

$$Q_k=\frac{F_k+G_k}{n} \tag{4-64}$$

式中 Q_k——相应于作用的标准组合时，轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力，kN；

F_k——相应于作用的标准组合时，作用于桩基承台顶面的竖向力，kN；

G_k——桩基承台自重及承台上土自重标准值，kN；

n——桩基中的桩数。

(2) 偏心竖向力作用下：

$$Q_{ik}=\frac{F_k+G_k}{n}\pm\frac{M_{xk}y_i}{\Sigma y_i^2}\pm\frac{M_{yk}x_i}{\Sigma x_i^2} \tag{4-65}$$

式中 Q_{ik}——相应于作用的标准组合时，偏心竖向力作用下第 i 根桩的竖向力，kN；

M_{xk}、M_{yk}——相应于作用的标准组合时，作用于承台底面通过桩群形心的 x、y 轴的力矩，kN·m；

x_i、y_i——桩 i 至桩群形心的 y、x 轴线的距离，m。

3. 群桩中单桩桩顶水平力确定

水平力作用下：

$$H_{ik}=\frac{H_k}{n} \tag{4-66}$$

式中 H_{ik}——相应于作用的标准组合时，作用于任一单桩的水平力，kN；

H_k——相应于作用的标准组合时，作用于承台底面的水平力，kN；

n——桩基中的桩数。

(二) 单桩承载力确定

1. 轴心竖向力作用下

单桩承载力计算应符合下式：

$$Q_k\leqslant R_a \tag{4-67}$$

式中 R_a——单桩竖向承载力特征值，kN。

2. 偏心竖向力作用下

偏心竖向力作用下，除满足式 (4-67) 外，尚应满足下式要求：

$$Q_{ikmax}\leqslant 1.2R_a \tag{4-68}$$

式中 R_a——单桩竖向承载力特征值，kN。

3. 水平荷载作用下

水平荷载作用下，单桩承载力计算应符合下式：

$$H_{ik}\leqslant R_{Ha} \tag{4-69}$$

式中 R_{Ha}——单桩竖向承载力特征值，kN。

4. 单桩竖向承载力特征值的确定

(1) 单桩竖向承载力特征值的确定应符合下列规定：

1) 单桩竖向承载力特征值应通过单桩竖向静载荷试验确定。在同一条件下的试桩数量，不宜少于总桩数的1%且不应少于3根。单桩的静载荷试验，应

按有关试验要求进行。当桩端持力层为密实砂卵石或其他承载力类似的土层时，对单桩竖向承载力很高的大直径端承型桩，可采用深层平板载荷试验确定桩端土的承载力特征值，试验方法按有关试验要求进行。

2）地基基础设计等级为丙级的建筑物，可采用静力触探及标贯试验参数结合工程经验确定单桩竖向承载力特征值。

3）初步设计时单桩竖向承载力特征值可按下式进行估算：

$$R_a = q_{pa}A_p + u_p \Sigma q_{sia} l_i \tag{4-70}$$

式中 A_p——桩底端横截面面积，m^2；

q_{pa}、q_{sia}——桩端端阻力特征值、桩侧阻力特征值，由当地静载荷试验结果统计分析算得，kPa；

u_p——桩身周边长度，m；

l_i——第 i 层岩土的厚度，m。

当桩端嵌入完整及较完整的硬质岩中，桩长较短且入岩较浅时，可按下式估算单桩竖向承载力特征值：

$$R_a = q_{pa}A_p \tag{4-71}$$

式中 q_{pa}——桩端岩石承载力特征值，kN。

4）嵌岩灌注桩桩端以下 3 倍桩径且不小于 5m 范围内应无软弱夹层、断裂破碎带和洞穴分布，且在桩底应力扩散范围内应无岩体临空面。当桩端无沉渣时，桩端岩石承载力特征值应根据岩石饱和单轴抗压强度标准值确定。

5）当作用于桩基上的外力主要为水平力或高层建筑承台下为软弱土层、液化土层时，应根据使用要求对桩顶变位的限制，对桩基的水平承载力进行验算。当外力作用面的桩距较大时，桩基的水平承载力可视为各单桩水平承载力的总和。当承台侧面的土未经扰动或回填密实时，可计算土抗力的作用。当水平推力较大时，宜设置斜桩。

（2）桩身混凝土强度要求。按桩身混凝土强度计算桩的承载力时，应按桩的类型和成桩工艺的不同将混凝土的轴心抗压强度设计值乘以工作条件系数 ψ_c，桩轴心受压时桩身强度应符合式（4-65）的规定。桩顶以下 5 倍桩身直径范围内螺旋式箍筋间距不大于 100mm 且钢筋耐久性得到保证的灌注桩，可适当计入桩身纵向钢筋的抗压作用。

$$Q \leqslant A_p f_c \psi_c \tag{4-72}$$

式中 Q——相应于作用的基本组合时的单桩竖向力设计值，kN；

A_p——桩身横截面积，m^2；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值，按 GB 50010 取值，kPa；

ψ_c——工作条件系数，非预应力预制桩取 0.75，预应力桩取 0.55～0.65，灌注桩取 0.6～0.8（水下灌注桩、长桩或混凝土强度等级高于 C35 时用低值）。

（三）桩基沉降计算

（1）GB 50007 规定对以下建筑物的桩基应进行沉降验算：

1）地基基础设计等级为甲级的建筑物桩基。

2）体型复杂、荷载不均匀或桩端以下存在软弱土层、设计等级为乙级的建筑物桩基。

3）摩擦型桩基。

嵌岩桩、设计等级为丙级的建筑物桩基、对沉降无特殊要求的条形基础下不超过两排桩的桩基、吊车工作级别为 A5 及 A5 以下的单层工业厂房且桩端下为密实土层的桩基，可不进行沉降验算。当有可靠地区经验时，对地质条件不复杂、荷载均匀、对沉降无特殊要求的端承型桩基也可不进行沉降验算。

（2）计算桩基沉降时，最终沉降量宜按单向压缩分层总和法计算。地基内的应力分布宜采用各向同性均质线性变形体理论，按实体深基础方法或明德林应力公式进行计算。

（3）以控制沉降为目的设置桩基时，应结合地区经验，并满足下列要求：

1）桩身强度应按桩顶荷载设计值验算。

2）桩、土荷载分配应按上部结构与地基共同作用分析确定。

3）桩端进入较好的土层，桩端平面处土层应满足下卧层承载力设计要求。

4）桩距可采用 4～6 倍桩身直径。

（四）承台计算

1. 受弯计算

（1）多桩承台。多桩承台破坏模式是屈服线将承台分成很规则的若干块几何块体。设块体为刚性，变形略去不计，最大弯矩产生于屈服线处，该弯矩全部由钢筋承担，不考虑混凝土的拉力作用，则利用极限平衡方法并按悬臂梁计算，多桩矩形承台计算截面应取在柱边和承台高度变化处，见图 4-28（a）。

$$M_x = \sum N_i y_i \tag{4-73}$$

$$M_y = \sum N_i x_i \tag{4-74}$$

式中 M_x、M_y——垂直于 y 轴和 x 轴方向计算截面处的弯矩设计值，kN・m；

x_i、y_i——垂直于 y 轴和 x 轴方向自桩轴线到相应计算截面的距离，m；

N_i——扣除承台和其上填土自重后相应于作用的基本组合时的第 i 桩竖向力设计值，kN。

（2）三桩承台。

1）等边三桩承台见图 4-28（b）。

$$M=\frac{N_{max}}{3}\left(s-\frac{\sqrt{3}}{4}c\right) \tag{4-75}$$

式中　M——由承台形心至承台边缘距离范围内板带的弯矩设计值，kN·m；

N_{max}——扣除承台和其上填土自重后的三桩中相应于作用的基本组合时的最大单桩竖向力设计值，kN；

s——桩距，m；

c——方柱边长，圆柱时为 0.886d（d 为圆柱直径），m。

2）等腰三桩承台见图 4-28（c）。

$$M_1=\frac{N_{max}}{3}\left(s-\frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}}c_1\right) \tag{4-76}$$

$$M_2=\frac{N_{max}}{3}\left(\alpha s-\frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}}c_2\right) \tag{4-77}$$

式中　M_1、M_2——由承台形心到承台两腰和底边的距离范围内板带的弯矩设计值，kN·m；

s——长向桩距，m；

α——短向桩距与长向桩距之比，当 $\alpha<0.5$ 时，应按变截面的二桩承台设计；

c_1、c_2——垂直于、平行于承台底边的柱截面边长，m。

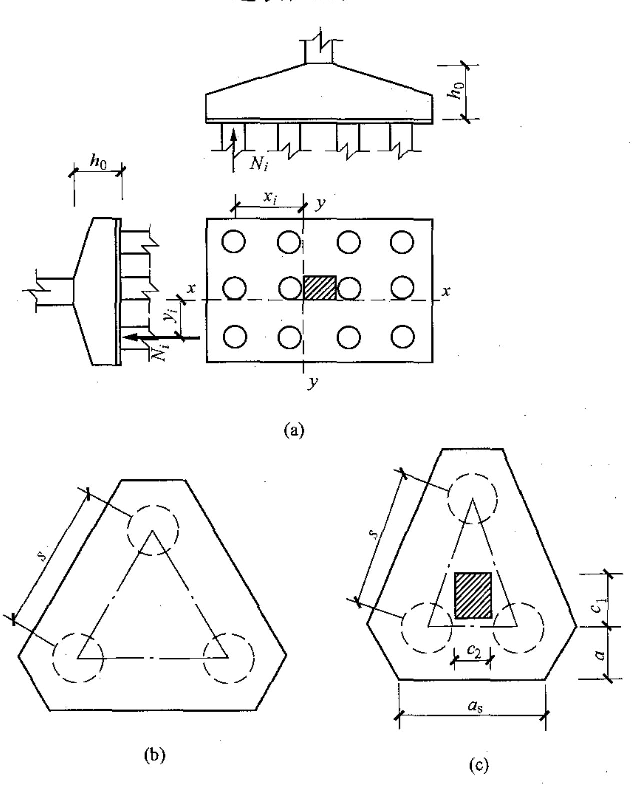


图 4-28　承台弯矩计算示意图

（a）多桩承台；（b）等边三桩承台；（c）等腰三桩承台

2. 冲切计算

柱下桩基础独立承台受冲切承载力的计算应符合下列规定：

（1）柱对承台的冲切可按下列公式计算：

$$F_l\leqslant 2[\alpha_{0x}(b_c+a_{0y})+\alpha_{0y}(h_c+a_{0x})]\beta_{hp}f_th_0 \tag{4-78}$$

$$F_l=F-\sum N_i \tag{4-79}$$

$$\alpha_{0x}=0.84/(\lambda_{0x}+0.2) \tag{4-80}$$

$$\alpha_{0y}=0.84/(\lambda_{0y}+0.2) \tag{4-81}$$

式中　F_l——扣除承台及其上填土自重，作用在冲切破坏锥体上相应于作用的基本组合时的冲切力设计值，冲切破坏锥体应采用自柱边或承台变阶处至相应桩顶边缘连线构成的锥体，锥体与承台底面的夹角不应小于 45°，见图 4-29，kN；

α_{0x}、α_{0y}——冲切系数；

h_0——冲切破坏锥体的有效高度，m；

β_{hp}——受冲切承载力截面高度影响系数，其值按相应规范规定取用；

F——柱根部轴力设计值，kN；

$\sum N_i$——冲切破坏锥体范围内各桩的净反力设计值之和，kN；

λ_{0x}、λ_{0y}——冲跨比，$\lambda_{0x}=a_{0x}/h_0$、$\lambda_{0y}=a_{0y}/h_0$，a_{0x}、a_{0y} 为柱边或变阶处至桩边的水平距离［当 a_{0x}（a_{0y}）$<0.2h_0$ 时，a_{0x}（a_{0y}）$=0.2h_0$；当 a_{0x}（a_{0y}）$>h_0$ 时，a_{0x}（a_{0y}）$=h_0$］。

对中低压缩性土上的承台，当承台与地基土之间没有脱空现象时，可根据地区经验适当减小柱下桩基础独立承台受冲切计算的承台厚度。

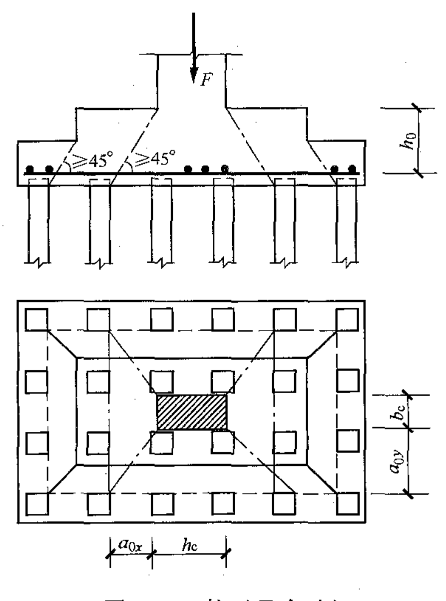


图 4-29　柱对承台冲切

（2）多桩矩形承台受角桩冲切的承载力应按下式计算，计算示意图见图 4-30：

$$N_l\leqslant\left[\alpha_{1x}\left(c_2+\frac{a_{1y}}{2}\right)+\alpha_{1y}\left(c_1+\frac{a_{1x}}{2}\right)\right]\beta_{hp}f_th_0 \tag{4-82}$$

$$\alpha_{1x}=\frac{0.56}{\lambda_{1x}+0.2} \tag{4-83}$$

$$\alpha_{1y}=\frac{0.56}{\lambda_{1y}+0.2} \tag{4-84}$$

$$\lambda_{1x}=a_{1x}/h_0,\lambda_{1y}=a_{1y}/h_0$$

式中 N_l ——扣除承台和其上填土自重后的角桩桩顶相应于作用的基本组合时的竖向力设计值，kN；

α_{1x}、α_{1y} ——角桩冲切系数；

c_1、c_2 ——从角桩内边缘至承台外边缘的距离，m；

a_{1x}、a_{1y} ——从承台底角桩内边缘引45°冲切线与承台顶面或承台变阶处的相交点至角桩内边缘的水平距离，m；

h_0 ——承台外边缘的有效高度，m；

λ_{1x}、λ_{1y} ——角桩冲跨比，其值为0.2～1.0。

（3）三桩三角形承台受角桩冲切的承载力可按下列公式计算，计算示意图见图4-31。对圆柱及圆桩，计算时可将圆形截面换算成正方形截面。

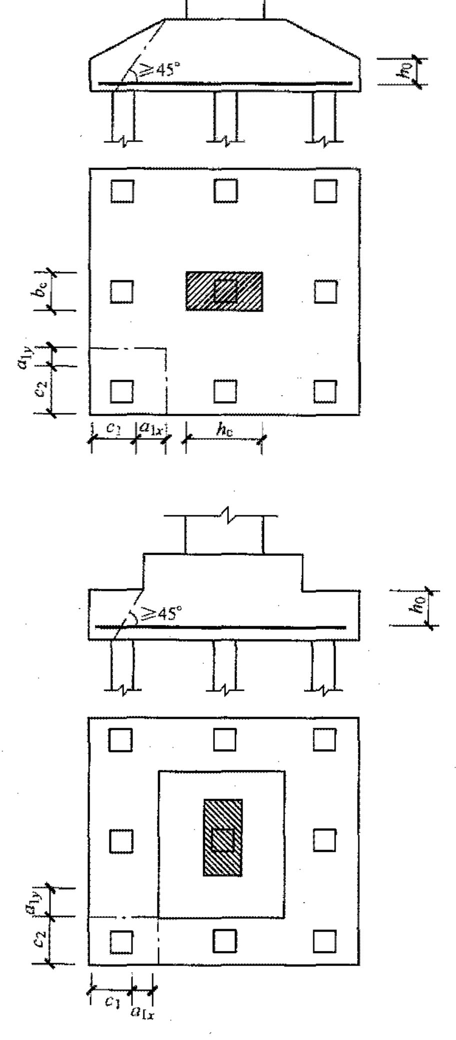


图4-30 矩形承台角桩冲切验算示意图

底部角桩：

$$N_l\leqslant\alpha_{11}(2c_1+a_{11})\tan\frac{\theta_1}{2}\beta_{hp}f_th_0 \tag{4-85}$$

$$\alpha_{11}=\left(\frac{0.56}{\lambda_{11}+0.2}\right) \tag{4-86}$$

顶部角桩：

$$N_l\leqslant\alpha_{12}(2c_2+a_{12})\tan\frac{\theta_2}{2}\beta_{hp}f_th_0 \tag{4-87}$$

$$\alpha_{12}=\left(\frac{0.56}{\lambda_{12}+0.2}\right) \tag{4-88}$$

$$\lambda_{11}=\frac{a_{11}}{h_0},\lambda_{12}=\frac{a_{12}}{h_0}$$

式中 λ_{11}、λ_{12} ——角桩冲跨比；

a_{11}、a_{12} ——从承台底角桩内边缘向相邻承台边引45°冲切线与承台顶面的相交点至角桩内边缘的水平距离（当柱位于该45°线以内时，取柱边与桩内边缘连线为冲切锥体的锥线），m。

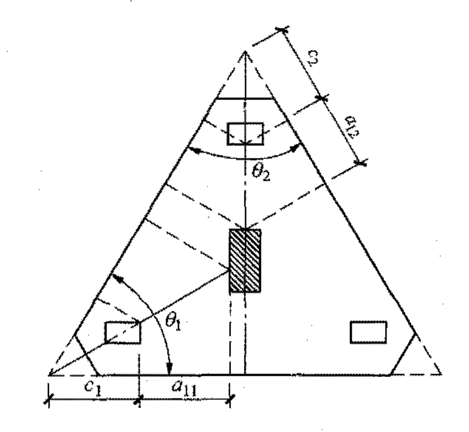


图4-31 三角形承台角桩冲切验算示意图

3. 受剪计算

柱下桩基独立承台斜截面受剪承载力可按下列公式进行计算，计算示意图见图4-32：

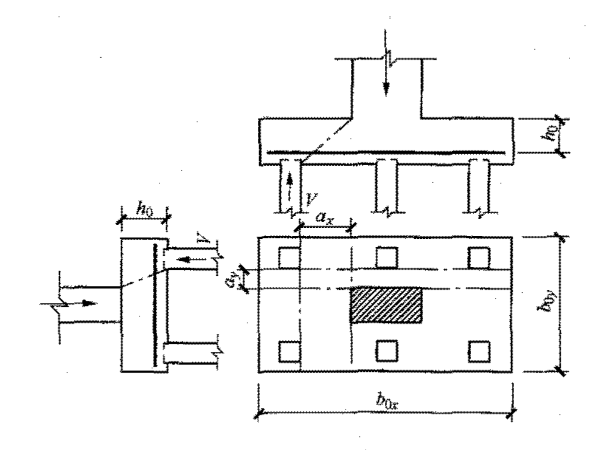


图4-32 承台斜截面受剪计算示意图

$$V \leqslant \beta_{hs}\beta f_t b_0 h_0 \tag{4-89}$$

$$\beta = \frac{1.75}{\lambda + 1.0} \tag{4-90}$$

式中 V——扣除承台及其上填土自重后相应于作用的基本组合时的斜截面的最大剪力设计值，kN；

β_{hs}——受剪切承载力截面高度影响系数；

β——剪切系数；

b_0——承台计算截面处的计算宽度，m；

h_0——计算宽度处的承台有效高度，m；

λ——计算截面的剪跨比，当 $\lambda<0.3$ 时取0.3，当 $\lambda>3$ 时取3。

三、电厂桩基选型原则

电厂常用桩型有钢管桩、灌注桩、预应力混凝土（PHC）管桩、混凝土方桩、人工挖孔桩等，近年来还出现了支盘桩、根植桩等新型桩型。桩基础类型的选择应根据建筑结构类型、沉降要求、荷载性质、桩的使用功能、穿越土层、桩端持力层、地下水位、施工设备、施工环境、施工经验、制桩材料供应条件等，按安全适用、经济合理的原则选择。同时，近年来各个地方根据自身的经验和安全方面的考虑，对于桩型的选择提出了限制条件，因此设计桩型时，还应了解当地的有关规定。

桩基础应选择较硬土层或岩层作为桩端持力层。桩端进入持力层的深度，对于黏性土、粉土、砂土、全风化、强风化软质岩等，不宜小于2d（d为桩身直径）；对于卵石、碎石土、强风化硬质岩等，不宜小于1d。桩端进入中、微风化岩的嵌岩桩，桩全断面嵌入岩层的深度不宜小于0.5m；嵌入灰岩或其他微风化硬质岩时，嵌岩深度可适当减少，但不宜少于0.2m。桩端最终进入持力层的深度宜经过计算或试桩后作经济比较后确定。

电厂建筑常用参考桩型及单桩承载力见表4-24。

表4-24 电厂建筑常用参考桩型及单桩承载力（特征值）

电厂主要建筑	主要桩型	单桩承载力（kN）
主厂房、锅炉、烟囱、汽机基础、筒仓等重型建（构）筑物	灌注桩、预应力混凝土（PHC）管桩、钢管桩、人工挖孔桩等	2500～5000
转运站、栈桥、辅助建筑、干煤棚、化水楼、电气建（构）筑物、办公楼、支架等	灌注桩、预应力混凝土（PHC）管桩、混凝土方桩等	1000～2000

第五章

主厂房钢筋混凝土框排架结构

第一节　一　般　规　定

主厂房是按照工艺布置要求由工艺、建筑和结构专业协调配合确定的，主要布置格局由机务专业决定。本节归纳总结了国内已有的几种主要的主厂房布置类型。

一、主厂房布置和结构材料类型

1. 不同燃料机组的布置类型

（1）主厂房按机组燃料可分为普通煤粉锅炉厂房，循环流化床厂房，燃油、燃气机组厂房等；按厂房布置可分为双跨框排架、单跨框排架、竖向框排架、单排架等。

（2）普通煤粉炉厂房有以下几种主要的布置方案：

1）由汽机房、除氧间、煤仓间组成的双跨框排架结构。

2）由汽机房与除氧间（或煤仓间）组成的单跨框排架结构。

3）由汽机房与除氧煤仓间组成的单跨框排架结构。

4）汽机房竖向框排架结构，它是由中间管道层、汽机运转层及屋面结构组成的。此时的煤仓间有独立侧煤仓、锅炉与煤仓间联合布置侧煤仓、锅炉与煤仓间联合布置前煤仓等几种不同的布置方案。与锅炉联合布置煤仓间结构一般由锅炉厂联合计算和设计，但煤仓间的结构布置由设计院配合完成。

（3）循环流化床厂房是由汽机房与除氧煤仓间组成的单跨框排架结构，其与普通煤粉锅炉机组相比，煤仓间运转层上移一层，该层通常布置有除氧器和给煤机，而煤仓间零米没有磨煤机，因此煤仓间底层层高相比普通煤粉锅炉厂房低，并与汽机房的中间层在同一个标高。

（4）燃油机组一般有汽机房与除氧间组成的单跨框排架结构或汽机房竖向框排架结构两种布置方案。

（5）燃气机组厂房由汽机房和燃机房组成。汽轮发电机采用高位布置时，汽机房一般采用竖向框排架；汽轮发电机采用低位布置时，汽机房采用单排架。燃机房需室内布置时一般采用单排架，在非严寒地区，燃机区域可为露天布置。

2. 不同材料的结构类型

主厂房按照结构材料的不同可分为钢筋混凝土结构、钢混组合结构、钢结构。结构材料的选择应综合考虑结构的安全可靠、经济适用，同时考虑业主要求、材料供应、自然条件、施工条件、维护便利和建设进度等因素，与工艺专业统一规划，并通过必要的综合技术经济比较后确定。在业主没有特殊要求的条件下，一般在6～7度、8度（Ⅰ类场地）及以下抗震设防地区可选择钢筋混凝土结构。本章仅论述主厂房钢筋混凝土框排架结构，有关钢结构主厂房设计详见第六章。

二、设计流程

主厂房结构设计是按照资料收集、结构选型、结构建模、结构整体分析、结构构件设计、施工图绘制的流程完成的，详细设计流程见图5-1。

三、设计原则和材料选用

1. 设计原则

（1）一般要求。

1）钢筋混凝土主厂房结构设计除满足本手册的设计规定外，还应满足国家和行业相关规范、规程和规定的要求。

2）主厂房结构及其构件的设计使用年限应符合GB 50153《工程结构可靠性设计统一标准》的规定，除工程合同有特殊要求外，一般为50年。

3）主厂房结构设计应贯彻执行国家的技术经济政策，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量。

4）按照DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》的规定，主厂房框排架结构的安全等级均为二级。

5）主厂房框排架结构设计除应符合承载能力极限状态和正常使用极限状态的设计规定外，还应满足耐久性、防火、防腐蚀及抗震等要求。

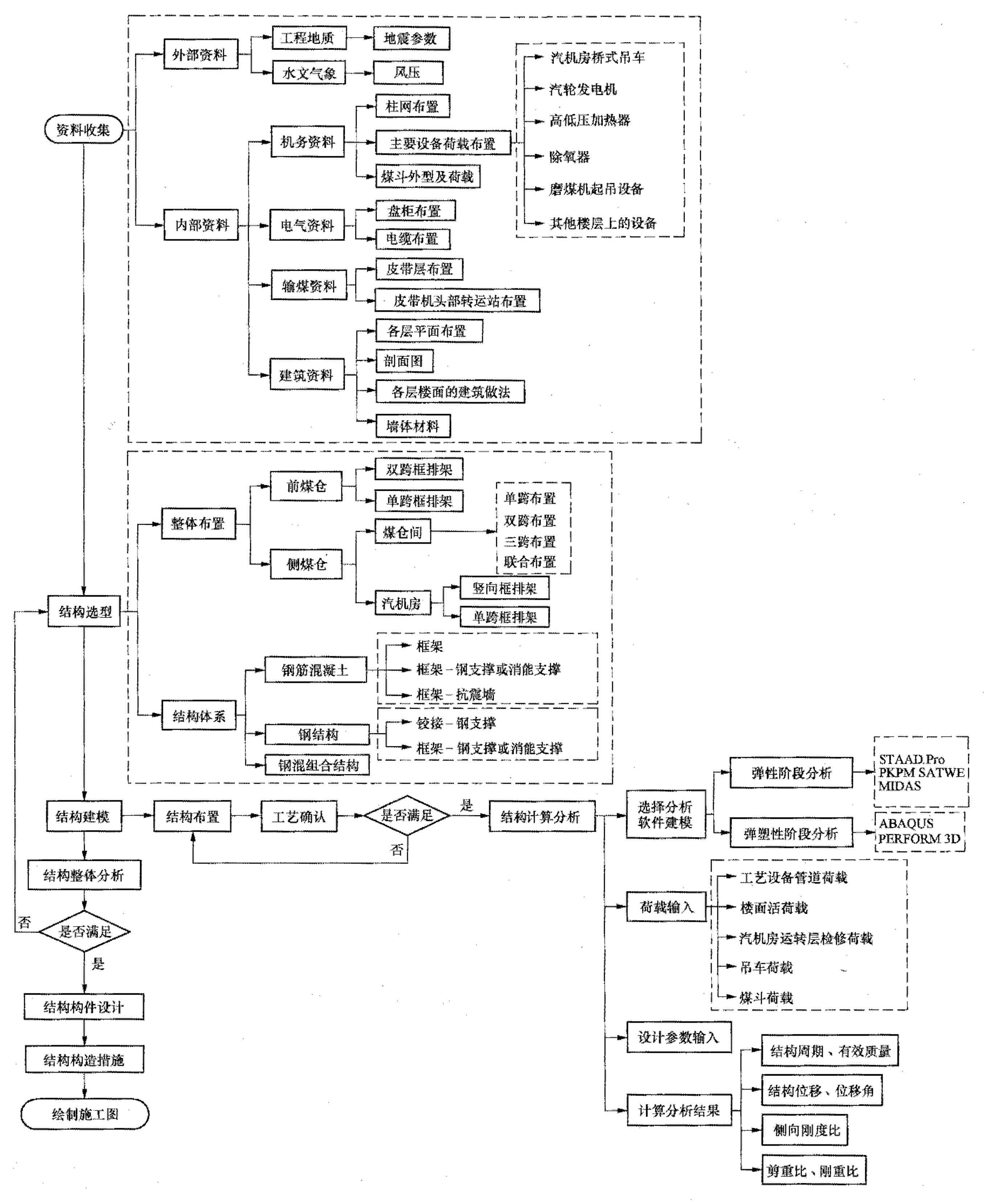


图 5-1　主厂房结构设计流程图

6）主厂房结构的耐久性设计应符合 GB 50010《混凝土结构设计规范》的规定，特殊环境的室外构件可按照 GB/T 50476《混凝土结构耐久性设计规范》的相关规定执行。

7）结构构件防火设计应符合 GB 50229《火力发电厂和变电所防火规范》的规定。

8）主厂房布置应尽量简单、整齐合理、受力明确，应密切配合工艺布置和施工条件。连续扩建时，应与老厂房布置相协调。

9）结构体系应根据抗震设防烈度、场地条件、机

组容量、厂房高度等的不同，按照抗震设防要求进行选择。

10）设计说明中应明确设计对生产使用、检修维护、施工安装及材料性能的要求等。施工要求应遵守国家现行的施工质量验收规范、电力建设施工验收规范等。

（2）抗震设计要求。

1）抗震设防烈度为 6 度及以上地区的主厂房，必须进行抗震设计。

2）抗震设防烈度及设计地震动参数（包括水平地震影响系数最大值、设计特征周期）和建筑场地类别等取值，应符合 GB 50011《建筑抗震设计规范》的规定。

3）重要发电厂的主厂房，其抗震设防标准为 GB 50223《建筑工程抗震设防分类标准》和 GB 50260《电力设施抗震设计规范》的重点设防类（简称乙类）；一般发电厂的主厂房抗震设防标准为标准设防类（简称丙类）。

4）主厂房现浇钢筋混凝土结构抗震设计，其适用的最大高度应符合表 5-1 的规定。

5）主厂房应根据抗震设防烈度、结构类型和结构高度采用不同的抗震等级，并符合相应的计算和抗震构造措施要求。丙类钢筋混凝土主厂房的抗震等级应按表 5-2 确定，乙类建（构）筑物应提高一度采取抗震措施。

表 5-1　主厂房现浇钢筋混凝土结构适用的最大高度　（m）

结构类型		设防烈度			
		6	7	8（0.2g）	8（0.3g）
框排架结构	框架	55	50	40	—
	钢支撑-混凝土框架	60	55	45	—
	框架-抗震墙	75	65	60	55
竖向框排架		40	35	35	30

注　1. 高度是指室外地面到主要屋面板板顶的高度（不包括局部突出屋面部分）。

2. 设有混凝土贮仓的结构参见 GB 50191《构筑物抗震设计规范》的规定。

3. 钢支撑-混凝土框架、框架-抗震墙是指钢支撑、抗震墙双向设置且满足 GB 50011 要求者，否则应按照框架结构确定。

4. 超过表内的高度时，应进行专门研究和论证，并采取有效的加强措施。

表 5-2　丙类钢筋混凝土主厂房钢筋混凝土结构的抗震等级

结构类型			设防烈度①						
			6		7		8		9
框排架结构	框架	高度（m）	<25	≥25	<25	≥25	<25	25～50	②
		框架	四	三	三	二	二	一	
	钢支撑-混凝土框架	高度（m）	<25	≥25	<25	≥25	<25	≥25	≤25
		钢支撑及框架	四	三	三	二	二	一	一
	框架-抗震墙	高度（m）	≤50	>50	≤50	>50	<50	50～60	≤50
		框架	四	三	三	二	二	一	一
		抗震墙	三		二		一		一
竖向框排架		高度（m）	<25	25～35	<25	25～35	<25	25～35	②
		框架	四	三	三	二	二	一	

① 主厂房若为乙类，需按抗震设防烈度提高一度查抗震等级。

② 当主厂房框架提高一度按 9 度采取抗震措施时，应采取比一级更高要求的抗震措施。

2. 材料选用

（1）混凝土强度等级确定。

1）框架梁柱一般可选用 C40、C45、C50、C55、C60，楼板可选用 C30 及以上等级。

2）9 度时不宜超过 C60，8 度时不宜超过 C70。

（2）钢筋的选用。

1）宜优先采用延性、韧性和可焊性较好的钢筋。

2）纵向受力钢筋宜选用 HRB400、HRB500 级热轧钢筋，箍筋宜选用 HRB300、HRB400 级热轧钢筋。

3）抗震等级为一～三级的框架梁柱和斜撑构件纵向受力钢筋应采用抗震钢筋 HRB400E、HRB500E。

第二节　结构选型与布置

一、燃煤电厂常用的主厂房布置

1. 汽机房-除氧间-煤仓间双跨框排架布置

该布置方案是火电厂最传统的布置方案，按照汽

机房、除氧间和煤仓间顺序布置，厂房横向为双跨框排架结构，结构布置见图 5-2（图中汽机房屋面结构选型详见第八章），汽机房-除氧间-煤仓间双跨框排架参考尺寸见表 5-3。

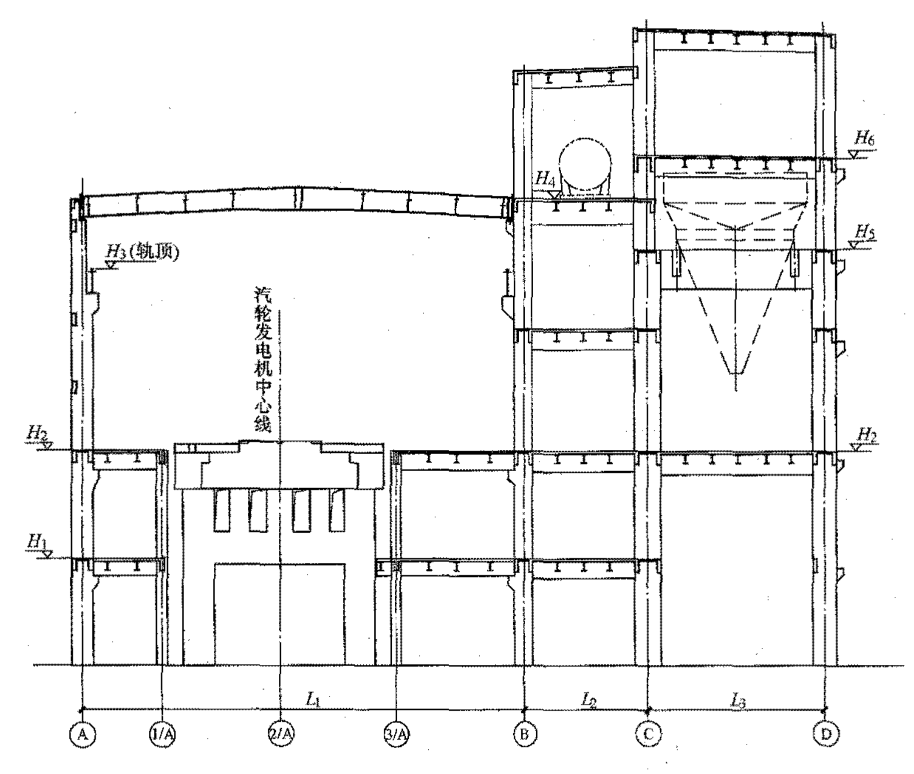


图 5-2　汽机房-除氧间-煤仓间双跨框排架布置图

表 5-3　　**汽机房-除氧间-煤仓间双跨框排架参考尺寸**

项　目	350MW 机组	600MW 机组	1000MW 机组	项　目	350MW 机组	600MW 机组	1000MW 机组
汽机房跨度 L_1（m）	27	30	34	A 排柱（mm×mm）	700×1400	700×1600	700×1600
除氧间跨度 L_2（m）	9	9	9	B 排柱（mm×mm）	700×1600	800×1600	800×1800
煤仓间跨度 L_3（m）	12	12	13.5	C 排柱（mm×mm）	700×1800	800×2000	800×2000
汽机房中间管道层标高 H_1（m）	6.3	6.9	8.2	D 排柱（mm×mm）	700×1800	800×1800	800×1800
汽机房运转层标高 H_2（m）	12.6	13.7	16.5	大平台柱（mm×mm）	600×600	700×700	800×800
汽机房吊车轨顶标高 H_3（m）	24.2	26.5	30.4	除氧煤仓间运转层梁（mm×mm）	600×1600	700×1600	700×1600
除氧器层标高 H_4（m）	19.5	25.5	35	除氧器下的框架梁（mm×mm）	600×1800	700×2000	700×2200
煤斗支承层标高 H_5（m）	23.5	27.5	32	煤斗支承框架梁（mm×mm）	700×2500	700×2800	700×3000
皮带层标高 H_6（m）	32	34.5	39				

该方案工艺布置如下：

（1）汽机房分三层：零米及零米层以下布置有凝结水泵、凝汽器和主油箱等辅助设备；中间层为管道层；第三层为运转层，一般布置有汽轮发电机、汽动给水泵和设备检修区域，两台机之间设置检修起吊区域，汽机房内设置两台电动桥式行车用于设备检修起吊。

（2）除氧间分四层：零米层布置电动给水泵；第二～四层布置有高、低压加热器；第五层布置除氧器。严寒地区的除氧器为室内布置，需增加除氧器的屋面层。

（3）煤仓间分四层：零米层布置有磨煤机；第二层布置给煤机；第三层为煤斗支承层；第四层为皮带层。

2. 汽机房-煤仓间单跨框排架布置

该布置方案是在传统方案的基础上，将除氧间设备放在汽机房内或锅炉钢架内，取消除氧间。按照汽机房、煤仓间的布置，厂房横向为单跨框排架结构，结构布置见图 5-3（图中汽机房屋面结构选型详见第八章），汽机房-煤仓间单跨框排架参考尺寸见表 5-4。

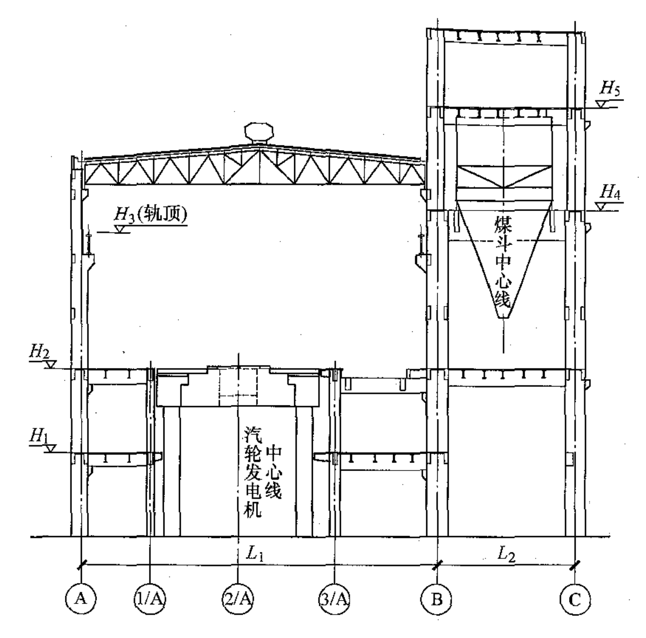


图 5-3 汽机房-煤仓间单跨框排架布置图

表 5-4 汽机房-煤仓间单跨框排架参考尺寸

项 目	350MW 机组	600MW 机组
汽机房跨度 L_1（m）	30	32
煤仓间跨度 L_2（m）	12.6	13
汽机房中间管道层标高 H_1（m）	6.3	7.8
汽机房运转层标高 H_2（m）	12.6	15.5
汽机房吊车轨顶标高 H_3（m）	25.6	28
煤斗支承层标高 H_4（m）	26.7	30
皮带层标高 H_5（m）	33.4	39
A 排柱（mm×mm）	700×1600	700×1600
B 排柱（mm×mm）	700×1800	800×2000
C 排柱（mm×mm）	700×1800	800×2000
大平台柱（mm×mm）	700×700	800×800
煤仓间运转层梁（mm×mm）	600×1600	700×1800
除氧器下的框架梁（mm×mm）	600×2000	700×2200
煤斗支承框架梁（mm×mm）	700×2800	700×3000

注 除氧器在汽机房运转层靠 B 轴侧。

该方案工艺布置如下：

（1）汽机房分三层：零米及零米层以下布置有凝结水泵、凝汽器、电动给水泵和主油箱等辅助设备；中间层为管道层和设备层，靠 B 轴一侧布置有高、低压加热器；第三层为运转层，一般布置有汽轮发电机、汽动给水泵和设备检修区域，靠 B 轴一侧布置有高压或低压加热器、除氧器等，两台机之间设置大的检修起吊区域，汽机房内设置两台电动桥式行车用于设备检修起吊。

（2）煤仓间分四层：零米层布置有磨煤机；第二层布置给煤机；第三层为煤斗支承层；第四层为皮带层。

3. 汽机房-除氧间单跨框排架布置

该布置方案是在传统方案的基础上，将煤仓间与汽机房除氧间脱开独立布置，一般对应的煤仓间有独立侧煤仓或联合侧煤仓方案，关于侧煤仓的方案见第七章。按照汽机房、除氧间的布置，厂房横向为单跨框排架结构，结构布置见图 5-4（图中汽机房屋面结构选型详见第八章），汽机房-除氧间单跨框排架参考尺寸见表 5-5。

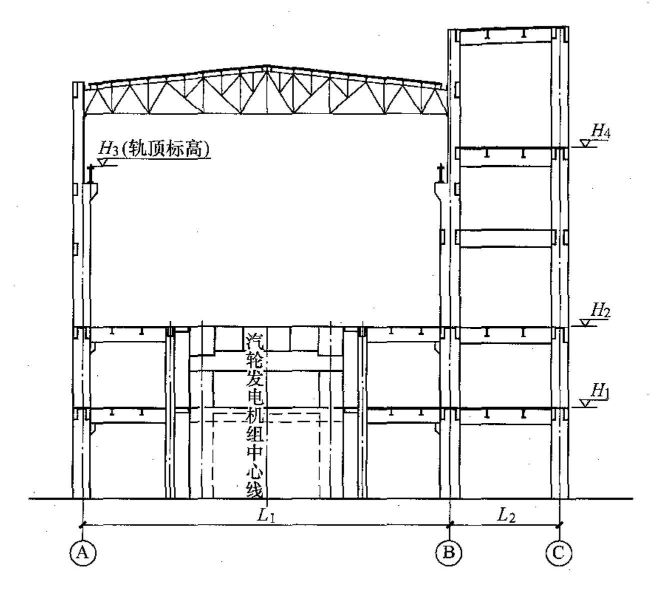


图 5-4 汽机房-除氧间单跨框排架布置图

表 5-5 汽机房-除氧间单跨框排架参考尺寸

项 目	350MW 机组	600MW 机组	1000MW 机组
汽机房跨度 L_1（m）	28	30	30
除氧间跨度 L_2（m）	9	9	9
汽机房中间管道层标高 H_1（m）	6.3	7.8	8.2
汽机房运转层标高 H_2（m）	12.6	14.9	16.5
汽机房吊车轨顶标高 H_3（m）	24.9	28.5	29.5
除氧器层标高 H_4（m）	26	30	32
A 排柱（mm×mm）	700×1400	700×1400	800×1600

续表

项　　目	350MW机组	600MW机组	1000MW机组
B排柱（mm×mm）	700×1600	700×1600	800×1800
C排柱（mm×mm）	700×1400	700×1400	800×1600
大平台柱（mm×mm）	700×700	700×700	800×800
除氧运转层梁（mm×mm）	700×1200	700×1500	700×1600
除氧器下的框架梁（mm×mm）	700×1500	700×1700	700×2100

该方案工艺布置如下：

（1）汽机房分三层：零米及零米层以下布置有凝结水泵、凝汽器和主油箱等辅助设备；中间层为管道层；第三层为运转层，一般布置有汽轮发电机、汽动给水泵和设备检修区域，两台机之间设置大的检修起吊区域，汽机房内设置两台电动桥式行车用于设备检修起吊。

（2）除氧间分四层：零米层布置电动给水泵；第二、三层布置高、低压加热器；第四层布置除氧器。严寒地区的除氧器为室内布置，应增加除氧器的屋面层。

4. 汽机房-除氧煤仓间单跨框排架布置

该布置方案是循环流化床方案，因为循环流化床机组没有磨煤机，将除氧间与煤仓间合并。按照工艺的布置，厂房横向为单跨框排架结构，结构布置见图5-5（图中汽机房屋面结构选型详见第八章），汽机房-除氧煤仓间单跨框排架参考尺寸见表5-6。

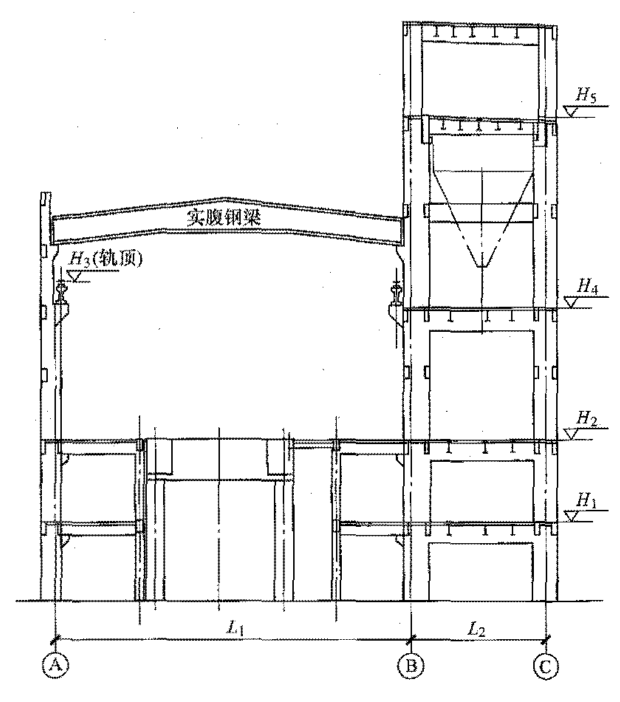


图5-5　汽机房-除氧煤仓间单跨框排架布置图

表5-6　汽机房-除氧煤仓间单跨框排架参考尺寸

项　　目	350MW机组	600MW机组
汽机房跨度 L_1（m）	27	35
除氧煤仓间跨度 L_2（m）	10.5	12
汽机房中间管道层标高 H_1（m）	6.3	6.9
汽机房运转层标高 H_2（m）	12.6	13.7
汽机房吊车轨顶标高 H_3（m）	24.8	25.5
给煤机层 H_4（m）	24	31
煤斗悬吊层标高 H_5（m）	42	42
皮带层标高 H_5（m）	42	42
A排柱（mm×mm）	700×1600	700×1600
B排柱（mm×mm）	800×1800	900×2000
C排柱（mm×mm）	800×1800	900×1800
大平台柱（mm×mm）	700×700	700×700
除氧煤仓间运转层梁（mm×mm）	700×1600	700×1600
除氧器下的框架梁（mm×mm）	700×1800	700×2000
煤斗支承框架梁（mm×mm）	700×2200	700×2500

该方案工艺布置如下：

（1）汽机房分三层：零米及零米层以下布置有凝结水泵、凝汽器和主油箱等辅助设备；中间层为管道层；第三层为运转层，运转层一般布置有汽轮发电机、汽动给水泵和设备检修区域，两台机之间设置大的检修起吊区域，汽机房内设置两台电动桥式行车用于设备检修起吊。

（2）除氧煤仓间分六层：零米层布置电动给水泵；第二、三层布置高、低压加热器及电气设备；第四层布置给煤机和除氧器；第五层为煤斗支承层和皮带层。

5. 汽机房竖向框排架结构布置

该布置方案是将汽机房与除氧间合并，煤仓间为侧煤仓，有独立侧煤仓或联合侧煤仓方案（关于侧煤仓的方案见第七章）。汽机房和除氧间合并布置，厂房横向形成竖向框排架结构，结构布置见图5-6（图中汽机房屋面结构选型详见第八章），汽机房竖向框排架参考尺寸见表5-7。

表5-7　汽机房竖向框排架参考尺寸

项　　目	350MW机组	600MW机组	1000MW机组
汽机房跨度 L（m）	29	33	34
汽机房中间管道层标高 H_1（m）	6	7.8	8.2

续表

项　　目	350MW机组	600MW机组	1000MW机组
汽机房运转层标高H_2（m）	12	15.5	16.5
汽机房吊车轨顶标高H_3（m）	23.6	28	29.2
A排柱（mm×mm）	700×1400	700×1600	800×1800
B排柱（mm×mm）	700×1400	700×1600	800×1800
大平台柱（mm×mm）	700×700	700×700	800×800

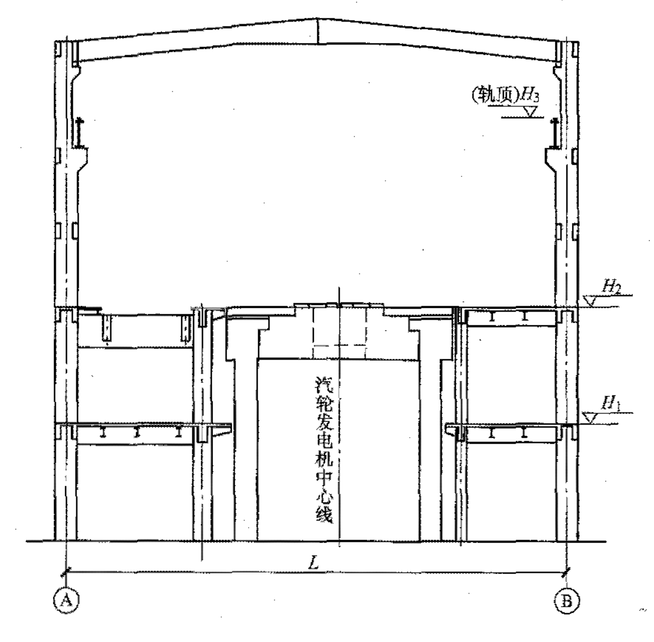


图5-6　汽机房竖向框排架布置图

该方案工艺布置如下：

（1）零米及零米层以下布置有凝结水泵、凝汽器、电动给水泵和主油箱等辅助设备。

（2）中间层为管道和设备层，靠B轴一侧布置有高、低压加热器。

（3）运转层一般布置有汽轮发电机、汽动给水泵和设备检修区域，靠B轴一侧布置有高压或低压加热器、除氧器等。

两台机之间设置大的检修起吊区域，汽机房内设置两台电动桥式行车用于设备检修起吊。

二、燃煤电厂主厂房结构体系选型

（1）主厂房结构体系的选择应符合现浇钢筋混凝土结构适用高度和钢筋混凝土结构抗震等级的相关规定。

（2）主厂房结构体系，7度（0.15g）、Ⅱ类场地及以下地区宜采用框排架结构，7度（0.15g）、Ⅳ类场地和8度及以上地区宜采用框排架-钢支撑结构或框排架-抗震墙结构，可按照表5-8选用，当超过表5-8中条件时，应进行专题论证。

表5-8　主厂房结构体系选型表

布置	烈度①及场地类别		
	6～7度(0.15g)Ⅰ、Ⅱ类	7度（0.15g）Ⅲ类、8度Ⅰ类	7度（0.15g）Ⅳ类、8度Ⅱ类
双跨框排架(见图5-2)	混凝土框架②	框架-抗震墙②	框架-抗震墙②
单跨框排架(见图5-3)	混凝土框架③	钢支撑-混凝土框架或框架-抗震墙③	框架-抗震墙
单跨框排架(见图5-4)	混凝土框架③	混凝土框架③或钢支撑-混凝土框架	钢支撑-混凝土框架或框架-抗震墙
单跨框排架(见图5-5)	混凝土框架③	钢支撑-混凝土框架或框架-抗震墙③	框架-抗震墙
竖向框排架(见图5-6)	混凝土框架，横向屋面及平台梁与柱铰接	纵向钢支撑-混凝土框架，横向屋面及平台梁与柱铰接	纵向钢支撑-混凝土框架，横向屋面及平台梁与柱刚接

① 指未调整的抗震设防烈度。

② 引自2003年电力行业重点科技攻关项目《火力发电厂主厂房结构抗震设计技术》成果。

③ 结构适用范围引自科研项目《主厂房混凝土单跨框排架结构的抗震性能及体系改进研究》（DG1-T04—2010）成果。

三、主厂房结构布置原则

（1）结构布置应与工艺专业统一规划，并与工艺专业进行综合技术经济比较后确定。

（2）应重视抗震概念设计的要求，厂房结构平面和竖向布置宜规则、均匀，合理布置结构抗侧力体系和结构构件，提高整体结构的抗震性能。

（3）主厂房与独立的锅炉本体之间应独立布置，两者之间的联络结构应采用一端简支、一端滑动。

（4）框架结构纵向温度伸缩缝的最大间距，现浇结构不宜超过75m，装配式结构不宜超过100m。当机组单元长度超出温度伸缩缝间距限值较多时，为保证结构的安全及经济性，宜在机组单元中部增设一道伸缩缝。位于气候干燥、夏季炎热且暴雨频繁地区的结构，可按照使用经验适当减小温度伸缩缝的间距。当有充分依据、经过温度作用计算并采取有效措施满足设计要求时，可适当增大温度伸缩缝的间距。

（5）厂房平面凹凸应符合GB 50011的有关要求。地震区不宜采用集中控制楼插入框架的平面布置，不应采用局部单排架布置。当局部凹凸较多不满足要求时，宜按实际需要增设防震缝。

（6）地震区主厂房结构应合理设置抗侧力构件。

在结构单元平面内，抗侧力构件宜对称均匀布置，竖向抗侧力构件应沿结构全高设置，应避免抗侧力构件的侧移刚度突变，截面面积宜自下而上逐渐减小。厂房各柱列的侧移刚度应调整均匀，减小两个主轴方向结构动力特性的差异。

（7）不宜采用错层结构，尽可能避免形成结构薄弱层。汽机房屋面梁底面或屋架下弦与框架相应楼层宜布置在同一标高。不满足时，应进行薄弱层验算，采取加强措施。

（8）框排架与结构各单元间应设置防震缝，其最小宽度应满足 GB 50011 的有关要求。防震缝设计应符合下列要求：

1）除胶带运输机设备外，设备不应跨防震缝布置。

2）汽机房平台结构与汽轮发电机基座四周设变形缝（或抗震缝）完全分开。设置弹簧隔振装置的汽动给水泵、汽轮发电机，其弹簧隔振装置以上台板与周围结构设变形缝（或抗震缝）脱开，基座弹簧以下部分可与平台结构连成整体。

3）输煤栈桥与主厂房之间宜设置防震缝，在 6～7 度区，两者允许采用滑动或滚动支座连接，支座构造应满足防震缝宽度的要求。在 8 度及以上地区，输煤栈桥与主厂房之间宜相互独立，增设栈桥支架柱，采取完全脱开的布置方式。

（9）框排架结构布置应合理避让工艺设备、管道及其检修通道，并符合下列要求：

1）汽机房 A 列纵向梁及柱间支撑的布置应考虑建筑大门、电气出线封闭母线、空冷排汽管道、凝汽器安装检修通道等工艺设施。

2）煤仓间结构布置应考虑磨煤机检修通道、四大管道管廊等空间。

（10）汽机房排架柱（A 列柱）结构布置应符合以下要求：

1）汽机房内设有桥式行车，为提高 A 列纵向结构的刚度和稳定性，A 列纵向结构在 7 度及以上抗震设防时，宜在厂房单元两端上部设置上柱柱间支撑，在厂房中部设置全高柱间支撑，间距不宜超过 60m，高烈度地震区还应根据需要适当增加柱间支撑。

2）屋架或屋面梁端部支座处、吊车梁柱变截面处应在相应位置设置一道纵向梁；屋架或屋面梁端部伸出柱顶处宜设置一道纵向连梁。

3）柱间支撑宜设在温度伸缩缝区段的中部，柱间支撑宜设置在柱中心线上。

（11）汽机房竖向框排架结构布置应符合以下要求：

1）平台柱宜与汽机房 A、B 列柱网对齐布置，平台柱网应形成双向连续框架结构。

2）当汽机房平台结构与 A、B 排架柱刚接时，平台梁与排架柱连接应满足二次施工的连接要求，并与计算模型相符合。

3）检修场地不宜布置在厂房结构单元的端部，不满足时，应进行薄弱部位的计算，并考虑结构的扭转作用。

4）根据工程需要，必要时平台结构布置还可考虑发电机定子吊装施工配合方案，并采取相应的结构设计措施。

（12）汽机房山墙结构与框排架柱之间宜采用柔性连接，避免造成结构两端刚度差异而导致结构刚度中心偏移，节点设计应采取相应措施。山墙结构柱顶部应与屋盖结构可靠连接，保证水平力的传递。在运转层至屋盖下弦之间可根据具体工程设计风压情况考虑是否设置防风桁架（梁）。

（13）汽机房在 7 度Ⅲ类场地以上地震区采用竖向排架结构时，汽机房平台框架梁与排架柱宜采用刚性连接。当屋面钢屋架与排架柱采用刚性连接时，必须进行节点分析试验研究和可靠性论证。

（14）除氧（煤仓）间框架结构布置应符合以下要求：

1）给煤机运转层、除氧器层、除氧间屋面、煤斗层、煤仓间屋面、煤仓间头部转运站楼层等各层标高的确定，应与工艺专业紧密配合，避免因错层形成框架短柱而降低结构抗震性能的不利影响。

2）柱变截面位置应设置在框架结构楼层处。

3）双框架楼层布置标高应与工艺专业协调，尽量避免形成错层，如除氧间与煤仓间运转层、除氧器层与煤斗支承层、皮带机头部层与相邻屋面层等部位。

4）框架梁中心线应与柱中心线相交；当柱截面高度为 1800mm 及以上时，宜设置双纵梁。

5）煤斗支承层宜设置现浇钢筋混凝土楼板，并预留煤斗检修维护所需空间。

（15）框架-抗震墙结构中抗震墙的布置应符合下列要求：

1）抗震墙宜沿结构全高设置。

2）框排架结构中的框架应双向设置，剪力墙宜双向设置，且柱中线与抗震墙中线、梁中线与柱中线之间的偏心距不宜大于柱宽的 1/4。纵向抗震墙不宜设在厂房的端部。

3）框架-抗震墙中，抗震墙之间无大洞口的楼板、屋盖的长宽比不宜超过表 5-9 的规定，否则应计入楼板、屋盖平面变形的影响。

表 5-9　抗震墙之间楼盖、屋盖的长宽比

楼板、屋盖类型	设防烈度		
	6	7	8
现浇板	4	4	3
装配整体式	3	3	不宜采用

（16）钢支撑-钢筋混凝土框架结构布置应符合以下要求：

1）柱间钢支撑宜双向设置，柱间支撑宜设置在温度区段的中部，不宜设置在厂房单元的端部。

2）柱间钢支撑宜优先十字交叉中心支撑，支撑杆件与横梁的夹角宜为35°～50°。跨度与高度之比不小于2时，也可采用人字形支撑或V形支撑，不应采用K形支撑。当采用斜柱式支撑时，应采取加强措施。

3）当采用双肢柱、工字形截面柱，或柱截面高度不小于1800mm且设置双纵梁时，柱间支撑宜在柱两侧各设一道。

4）靠汽机房外侧柱列中部设置的柱间支撑，宜与屋面支撑设置在同一柱间，否则需要通过屋面增设汽机房屋面支撑过渡，保证柱间支撑同屋面支撑形成空间刚度单元。

四、燃机电厂的主厂房选型与布置

燃机电厂厂房包括汽机房和燃机房两个部分。

汽轮发电机采用高位布置时，汽机房横向为竖向框排架结构，汽机房平台结构与排架柱宜刚接，纵向为框架结构，典型结构布置见图5-7（图中汽机房屋面结构选型详见第八章）。

汽轮发电机采用低位布置时，汽机房为排架结构。

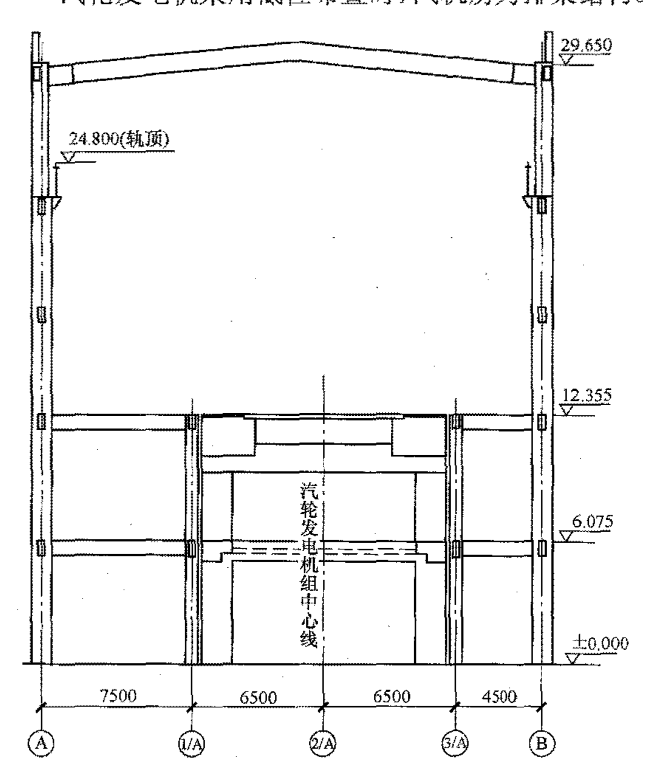


图5-7　燃机电厂汽机房布置图

汽轮发电机高位布置时厂房各层布置如下：

（1）零米及零米层以下布置有凝结水泵、凝汽器、主油箱等辅助设备。

（2）中间层为工艺管道层。

（3）运转层一般布置有汽轮发电机和设备检修区域，两台机之间设置大的检修起吊区域。

（4）汽机屋面以下设置两台电动行车，可使大件设备从零米起吊到运转层。

汽机房结构体系和结构布置同燃煤电厂的竖向框排架要求。

汽轮发电机低位布置时，厂房为单层厂房，所有设备均布置在零米层。厂房横向为排架结构，纵向为框架结构或框架-钢支撑结构。

燃机房一般为单层厂房，所有设备均布置在零米层。厂房横向为排架结构，纵向为框架结构或框架-钢支撑结构。

单层厂房在抗震设防烈度为7度（0.15g）及以上时，纵向结构应采用框架-钢支撑结构。

第三节　整体计算分析

一、一般规定

（1）按照最终确定的主厂房结构布置方案，依据第三章有关主厂房荷载和荷载效应组合进行承载能力极限状态和正常使用极限状态的设计。本节仅重点论述抗震设计要点。

（2）主厂房结构应采用三维空间体系进行结构整体分析，并应将主厂房外侧柱、汽机房平台结构（非独立布置时）进行联解，考虑楼（屋）盖平面内的刚度。

（3）设有煤斗的框架宜考虑附加地震弯矩的影响，具体要求详见DL5022的规定。

（4）抗震设防烈度及设计地震动参数（包括水平地震影响系数最大值、设计特征周期）和建筑场地类别等取值，应符合GB 50011的规定。

（5）多遇地震作用计算时取超越概率为63%的地震动参数，罕遇地震作用计算时取超越概率为2%～3%的地震动参数。

（6）框排架结构抗震分析应通过两阶段设计实现三水准设防目标。两阶段设计的结构抗震分析的基本内容指：第一阶段按多遇地震作用进行结构弹性阶段的抗震分析；第二阶段按罕遇地震作用进行结构弹塑性变形的抗震分析。①框排架结构应采用空间结构模型进行抗震分析，并应计入由于质量和刚度明显分布不均匀产生的结构扭转影响；②进行多遇地震作用下的内力和变形分析时，可假定结构与构件处于弹性工作状态，内力和变形可采用线性静力方法或线性动力方法；③弹塑性变形验算应根据结构特点采用静力弹塑性分析或弹塑性时程分析方法。

（7）8度Ⅱ～Ⅳ类场地和9度时，单机容量为

600MW 及以上的主厂房除进行多遇水平地震作用计算外，还应采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算，当取三组加速度时程曲线输入时，计算结果宜取时程法的包络值和振型分解反应谱法的较大值；当取七组及以上的时程曲线时，可取多条时程曲线计算结果的平均值与振型分解反应谱法计算结果的较大值。

（8）需要进行罕遇地震作用下弹塑性变形和结构损伤验算的结构为 7～9 度时楼层屈服强度系数小于 0.5 的钢筋混凝土结构，以及 8 度Ⅱ～Ⅳ类场地时乙类建筑中的钢筋混凝土结构。对于超出表 5-1、表 5-2 和表 5-8 限制条件的，可通过罕遇地震作用下的弹塑性变形分析进行专门论证，以满足结构抗震性能的最低要求。

（9）结构抗震分析时，应按照楼、屋盖的平面形状和平面内变形情况确定为刚性、分块刚性、半刚性、局部弹性和柔性等的横隔板，再按抗侧力系统的布置确定抗侧力构件间的共同工作并进行各构件间的地震作用分析。

二、计算模型

（1）框排架（框架）结构计算应采用三维空间计算模型进行分析，可选用 MIDAS、SAP2000、STAAD 和 PKPM 系列的 SATWE 进行计算分析。

（2）主厂房计算应取每个结构单元分别进行计算。

（3）主厂房框架梁柱线刚度比不宜大于 0.7。

（4）主厂房框排架可采用柱中心线连线与梁中心线（或梁的顶面）连线组成的几何图形作为空间杆系的计算简图，柱底应取基础顶面。当上柱对下柱有偏心时，应考虑偏心产生的影响。

（5）弹性分析结构模型中梁柱应采用空间梁单元，剪力墙采用壳元。当梁柱截面较大时，应考虑节点刚域的影响。质点宜设置在梁柱轴线交点、牛腿、柱顶、柱变截面处和柱上集中荷载处。

（6）当不考虑非抗震墙体的刚度仅列入其重量时，应考虑其对结构自振周期的影响。

（7）主厂房垂直支撑和垂直支撑下的剪力墙应建入计算模型。

（8）当楼梯结构未采用滑动支座时，应与主厂房整体建模，考虑其对主厂房结构的影响。

（9）框排架结构的汽机房屋盖系统应在整体计算模型中合理模拟，排架柱和框架柱之间水平力传递的影响应在结构整体分析和屋盖系统分析时予以考虑。必要时也可将屋盖系统建入整体模型。

（10）对采用大型屋面板或有钢筋混凝土现浇层的汽机房屋盖，当屋面板与屋架（屋面梁）有可靠连接时，可按刚性屋面考虑；而对轻型屋面，不应考虑屋面板的刚度。

（11）钢支撑-钢筋混凝土框架结构及竖向排架结构的抗震计算应符合 GB 50011 的相关规定。

1）钢支撑-钢筋混凝土框架结构，其框架部分的地震剪力值宜采用框架结构模型和钢支撑-钢筋混凝土框架结构模型二者计算结果的较大值。结构阻尼比不应大于 0.045。当支撑杆件轴线偏离混凝土柱轴线超过柱宽的 1/4 时，应计入附加弯矩影响。

2）竖向排架结构的地震效应调整和抗震验算应符合 GB 50011 的要求。

（12）对于框排架结构、竖向框排架结构、单排架结构，柱脚应采用刚接，混凝土框架梁、柱之间应刚接，排架部分的屋面与柱之间可采用铰接，汽机平台结构的梁与 A、B 排柱铰接或刚接，柱间支撑与梁柱宜采用铰接。

（13）用 SATWE 程序计算时，楼板和楼板梁进入模型，即假定楼板整体平面内无限刚、分块无限刚、分块无限刚带弹性连接板带和弹性楼板。剪力墙开孔可考虑矩形洞；梁、柱的偏心、刚域的影响程序自动计算。

（14）利用计算机进行结构抗震分析，应符合下列要求：

1）计算模型的建立、必要的简化计算与处理，应符合结构的实际工作状况。

2）计算软件的技术条件应符合规范及有关标准的规定，并应阐明其特殊处理的内容和依据。

3）复杂结构在多遇地震作用下的内力和变形分析，应采用不少于两个合适的不同力学模型，并对其计算结果进行分析比较。

4）所有计算机计算结果均应经分析判断确认其合理、有效后，方可用于工程设计。

三、抗震计算内容和要点

（一）抗震计算的内容

1. 收集基本资料、确定基本计算参数

（1）依据工程地质和水文资料，并结合相关规范的要求合理确定地震参数、风荷载、雪荷载等。

（2）准确计算或采用恒荷载、活荷载、雪荷载、设备管道工艺荷载资料，用以确定抗震作用计算的重力代表值 G_K。

（3）依据建筑布置、设备和工艺布置、荷载资料，用以判断结构的规则性。

（4）根据抗震设防烈度、抗震设防类别、建筑物的高度、工艺的布置，确定结构的抗侧力结构体系，确定结构的抗震等级。

2. 计算地震作用和地震作用效应

（1）计算地震作用和地震作用效应应符合 GB 50011 的相关规定。

（2）一般结构可仅进行弹性阶段的抗震分析，分析方法可采用振型分解反应谱法。

（3）对于平面和竖向不规则结构，考虑单向或双向水平地震作用扭转偶联，要采用平扭偶联的振型分解反应谱法，各阶振型地震作用效应组合需采用完全二次项平方根法组合（CQC 法）。

（4）8、9 度区的大跨度和长悬挑结构应考虑竖向地震作用的影响，计算分析应符合 GB 50011 的相关规定。主厂房采用弹塑性分析时应符合下列要求：

1）采用动力弹塑性时程分析方法。

2）可采用 ABAQUS 和 PERFORM 3D 等软件进行分析。

3）应采用合理的本构关系和强度准则。

4）混凝土和钢筋的本构关系和强度准则可参考 GB 50010—2010 的附录 C 采用。

5）对普通钢支撑应采用能够考虑卸载刚度的本构模型来模拟。

6）混凝土梁柱可采用纤维单元或包含塑性铰的梁单元建立弹塑性模型，混凝土剪力墙可采用分层壳元建立弹塑性模型。

3. 承载能力与正常使用极限状态设计

（1）为满足结构在设备安装、运行和检修等使用功能方面的需求，结构构件应按 GB 50010 规定的承载能力极限状态进行设计以保证结构安全，并通过验算变形和裂缝宽度计算值满足相关规范的限值，以满足正常使用极限状态的要求，同时结构设计还应满足耐久性等其他要求。

（2）地震作用组合应对构件的承载力设计值进行调整，即除以抗震承载力调整系数 γ_{RE}。抗震承载力调整系数 γ_{RE} 应按 GB 50010 的规定采用。

（3）结构变形控制值可按照 GB 50010、GB 50011 和 DL 5022 的相关要求确定，具体要求详见第三章。

（二）抗震计算的要点

（1）结构规则性：由于主厂房结构受工艺布置的影响，结构在平面和竖向都是不规则结构，结构设计时应尽可能避免出现严重不规则的情况。

（2）设计地震分组：对于采用 GB 50011—2010 中地震参数的工程，应严格按照 GB 50011—2010 附录 A 确定的地震分组输入，对于按照地震安评报告确定的一定要关注填写的水平地震影响系数和特征周期。

（3）抗震设防烈度：没有特殊要求的工程，抗震设防烈度一般取 50 年超越概率为 10%的地震基本烈度。

（4）场地类别：依据工程项目的岩土勘察报告确定。

（5）混凝土框架、剪力墙抗震等级：按照表 5-2 确定。注意表 5-2 是抗震设防类别为丙类的抗震等级，而对于重要性发电厂的主厂房抗震设防类别为乙类，此表按提高一度后查抗震等级。

（6）抗震构造措施的抗震等级：抗震设防类别为乙类的主厂房抗震措施和抗震构造措施的抗震等级相同。对于抗震设防类别为丙类，场地类别为Ⅲ、Ⅳ类，设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.3g 的地区，宜分别按抗震设防烈度 8 度和 9 度的相关要求采取抗震构造措施。

（7）考虑双向地震作用：首先按照 GB 50011 的要求，判断主厂房结构的规则性，对于质量和刚度分布明显不对称的不规则结构，要考虑双向水平地震作用下的扭转影响，进行双向水平地震作用计算。

（8）抗震分析方法采用平扭偶联的振型分解反应谱法，在使用 SATWE 程序计算时，采用总刚度法计算主厂房。

（9）刚性楼板假定：计算位移比、周期比、刚度比时宜采用刚性楼板假定；计算构件内力和配筋时不采用刚性楼板假定。

（10）计算振型个数：振型个数一般可以取振型参与质量达到总质量的 90%所需的振型数，振型数需大于楼层数量的 3 倍，对于复杂结构可以相应增大。当选择振型分解反应谱法计算竖向地震作用时，为满足竖向振动的有效质量系数，一般应适当增加振型数。

（11）重力荷载代表值的活荷载组合系数：由于电厂的楼面活荷载与国家荷载规范中的活荷载意义不完全相同，有其特殊性。此系数见表 3-4。当楼面均布活荷载、管道活荷载、煤斗活荷载无法分别计算时，结构重力荷载代表值的活荷载组合值系数宜取 0.85～0.9。

（12）周期折减系数：考虑主厂房围护结构和填充墙对结构刚度的影响。对于框架结构，当围护结构采用砌体时宜取 0.8～0.85；当围护结构采用轻型封闭并有填充墙时宜取 0.85～0.9。框架-支撑结构取 0.8～0.85，框架-抗震墙结构取 0.85～0.9。

（13）结构的阻尼比：钢筋混凝土结构取 0.05。

（14）特征周期、地震影响系数最大值：多遇地震作用计算时取超越概率为 63%的特征周期、地震影响系数最大值；罕遇地震作用计算时取超越概率为 2%～3%的特征周期、地震影响系数最大值。

（15）竖向地震：汽机房屋面结构与主厂房结构进行整体分析时，对于汽机房屋面应考虑竖向地震作用。

（16）检查结构任一楼层的最小地震剪力系数是否满足 GB 50011—2010 表 5.2.5 中的要求，对于不满足的要进行调整。

（17）楼层刚度比采用 GB 50011—2010 第 3.4.3 条条文说明中给出的方法计算，根据地震剪力与地震

层间位移的比值来进行薄弱层的判断。

（18）为控制结构的扭转效应，应尽可能控制结构扭转为主的第一自振周期与平动为主的第一自振周期之比不大于 0.9。

（19）有效质量参与系数不应小于 90%。

（20）轴压比满足 DL 5022 的要求，抗震等级一级是 0.75、二级是 0.8、三级是 0.85、四级是 0.9。

（21）梁柱配筋满足 GB 50011 和 DL 5022 的要求，不宜超出最大配筋率的限值。

（22）弹性阶段和弹塑性阶段楼层层间位移角满足 GB 50011 的要求，具体要求详见第三章。

第四节　构　造　要　求

一、基本构造要求

1．混凝土保护层

（1）混凝土构件最外层钢筋（包括箍筋、构造筋）的保护层厚度不应小于钢筋的公称直径 d。强度等级 C30 及以上时，最外层主筋的保护层厚度应符合表 5-10 的规定。当有充分依据并采取下列措施时，可适当减小混凝土保护层的厚度：

1）构件表面有可靠的防护层。

2）一类环境且由工厂生产的预制构件，当混凝土强度等级不低于 C25 时，其保护层厚度可按表 5-10 中的规定减少 5mm；处于二类环境且由工厂生产的预制构件，当表面采取有效保护措施时，保护层厚度可按表 5-10 中一类环境数值取用。

3)在混凝土中掺和阻锈剂或采用阴极保护处理等防锈措施。

表 5-10　上部结构混凝土保护层的最小厚度　（mm）

环境类别	板、墙	梁、柱
室内干燥：一类	15	20
室内潮湿、非严寒和寒冷露天、无腐蚀土壤：二 a 类	20	25
严寒和寒冷露天、冰冻线以上无腐蚀土壤：二 b 类	25	35
海风露天、严寒和寒冷地下水位变动：三 a 类	30	40
海岸露天、盐渍土：三 b 类	40	50

（2）板、墙、壳中分布钢筋的保护层厚度不应小于表 5-10 中相应数值，且不应小于 10mm；梁、柱中箍筋和构造钢筋的保护层厚度不应小于 15mm。

（3）当梁、柱中纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度大于 50mm 时，宜对保护层采取有效的防裂构造措施。当配置防裂、防剥落的钢筋网片时，网片钢筋的保护层厚度不应小于 25mm。

（4）二、三类环境中的悬臂梁和板上表面应采取有效的保护措施。

（5）支承荷载较大设备的楼（屋）面梁宜采用现浇钢筋混凝土梁，便于主、次梁连接。钢次梁与框架主梁可采用挑耳支承连接或插入式连接型式。

2．钢筋锚固与连接

（1）受拉钢筋的计算锚固长度应按照 GB 50010—2010 第 8.3.1 条计算确定，且不应小于 200mm。同时应按其第 8.3.2、11.17 条相关规定进行锚固长度修正。

1）当带肋钢筋的公称直径大于 25mm 时，修正系数取 1.10。

2）锚固钢筋的保护层厚度为 $3d$（d 为锚固钢筋的直径）时，修正系数可取 0.8；保护层厚度为 $5d$ 时，修正系数可取 0.70；中间按内插法取值。

3）环氧树脂涂层带肋钢筋，其修正系数取 1.25。

4）施工过程中易受扰动的钢筋，其修正系数取 1.10。

5）在地震区还应根据结构抗震等级乘以以下系数：抗震等级一、二级时系数为 1.15；三级时系数为 1.05；四级时系数为 1.0。

（2）混凝土结构中的纵向受压钢筋，当计算中充分利用钢筋的抗压强度时，受压钢筋的锚固长度应不小于相应受拉锚固长度的 70%。受压钢筋不应采用末端弯钩和一侧贴焊锚筋的锚固措施。

（3）当纵向受拉普通钢筋末端采用钢筋弯钩或机械锚固措施时，包括弯钩或锚固端头在内的锚固长度（投影长度）可取为基本锚固长度 l_{ab} 的 60%。钢筋弯钩和机械锚固的型式和技术要求应符合 GB 50010—2010 表 8.3.3 及图 8.3.3 的规定。

（4）钢筋连接优先采用机械连接或焊接。机械连接接头及焊接接头的类型及质量应符合国家现行有关标准的规定。钢筋连接型式的选择应符合以下规定：

1）直径大于 12mm 的钢筋，应优先采用焊接接头或机械连接接头。

2)轴心受拉及小偏心受拉杆件的纵向受力钢筋不得采用绑扎搭接。

3）HRBF 系列细晶粒带肋钢筋及直径不宜大于 28mm 的带肋钢筋，其焊接应经试验确定。余热处理钢筋不宜焊接。

（5）混凝土结构中受力钢筋的连接接头宜设置在受力较小处，接头位置宜相互错开。

1）纵向受力钢筋机械连接区段的长度为 $35d$（d 为连接钢筋的较小直径）。位于同一连接区段内的纵向受拉钢筋接头面积百分率不宜大于 50%，但在板、墙、柱及预制构件的拼接处，可根据实际情况适当放宽。

纵向受压钢筋的接头百分率可不受限制。

2）直接承受动力荷载结构构件中的机械连接接头，除应满足设计要求的抗疲劳性能外，位于同一连接区段内的纵向受力钢筋接头面积百分率不应大于50%。

3）纵向受力钢筋焊接连接区段的长度为 $35d$（d 为连接钢筋的较小直径）且不小于 500mm。纵向受拉钢筋接头面积百分率不宜大于 50%，但对预制构件的拼接处，可根据实际情况适当放宽。纵向受压钢筋的接头百分率可不受限制。

4）同一构件中相邻纵向受力钢筋的绑扎搭接接头宜互相错开。位于同一连接区段内的受拉钢筋搭接接头面积百分率：对梁、板、墙类构件，不宜大于 25%；对柱类构件，不宜大于 50%。

（6）纵向受拉钢筋绑扎搭接接头的搭接长度，应根据位于同一连接区段内的钢筋搭接接头面积百分率计算确定，且不应小于 300mm。纵向受压钢筋当采用搭接连接时，其受压搭接长度不应小于纵向受拉钢筋搭接长度的 0.7 倍，且不应小于 200mm。

二、抗震构造要求

1. 受力纵筋和箍筋的构造要求

（1）钢筋混凝土框排架结构构件中受力纵筋和箍筋的构造要求，一般应符合 GB 50010 和 GB 50011 的规定。

（2）DL 5022 有规定时，应按照其特殊规定执行。

（3）DL 5022—2012 第 11.4.7 条规定了柱轴压比限值：一级 0.75、二级 0.8、三级 0.85、四级 0.9。与 GB 50011 相比，一级和二级均有所放宽。

（4）框架梁柱配筋箍筋加密范围、柱长边箍筋最大肢距与纵筋最大间距等，可按照行业标准的特殊规定执行。DL 5022—2012 中框架梁柱配筋规定与 GB 50011—2010 的差异列于表 5-11。

表 5-11　DL 5022—2012 与 GB 50011—2010 梁柱配筋构造差异对比表

规范名称	DL 5022—2012	GB 50011—2010
柱配筋构造	柱总配筋率不宜大于 3%	柱总配筋率不宜大于 5%，剪跨比不大于 2 的柱，每侧不宜大于 1.2%
	柱纵向钢筋的间距和柱箍筋加密区箍筋肢距：长边方向一级不宜大于 200 mm；二、三级不宜大于 250 mm；四级不宜大于 300 mm。设防烈度 9 度时一级不应大于 200 mm	柱箍筋加密区箍筋肢距：长边方向一级不宜大于 200mm；二、三级不宜大于 250mm；四级不宜大于 300mm
	柱箍筋直径：一级时不应小于 12mm；二级不应小于 10mm；三、四级不应小于 8mm。设防烈度 9 度时一级不应小于 14mm	箍筋直径：一级时应不小于 10mm；二级时应不小于 8mm；三级时应不小于 8mm
	一级框架剪跨比不大于 2 的短柱，除应按 GB 50011 的要求外，柱轴压比限值应比本规程第 11.4.7 条的规定降低 0.1，箍筋应全高加密且采用复合箍筋；柱箍筋加密区的箍筋肢距沿柱长边方向不应大于 200 mm，必要时设置 X 形斜向钢筋	柱箍筋加密范围：剪跨比不大于2的柱，一、二级框架角柱取全高
梁配筋构造	梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 1.5%	梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.5%
	梁箍筋直径：一级时应不小于 12mm；二级时应不小于 10mm；三级时应不小于 8mm	箍筋直径：一级时应不小于 10mm；二级时应不小于 8mm；三级时应不小于 8mm
	梁端箍筋加密范围：一级时应为 2.0 倍梁高；二～四级应为 1.5 倍梁高。加密范围内箍筋的最大间距：一、二级时为 100 mm，三、四级时为 150mm	梁端箍筋加密范围：一级时应为 2.0 倍梁高；二～四级应为 1.5 倍梁高。加密范围内箍筋的最大间距：一、二级时为 100 mm，三、四级时为 150mm

2. 汽机房外侧柱的构造措施

（1）主厂房外侧柱沿排架方向，柱截面配筋应符合 GB 50011—2010 第 9 章单层工业厂房的规定。

（2）牛腿应设置水平箍筋，箍筋直径宜为 6～12mm，间距 100～150mm；在上部 $2h_0/3$（h_0 为牛腿高度）范围内的箍筋总截面面积不宜小于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的 1/2。

（3）纵梁与柱刚接时，纵向框架梁柱构造措施应符合 GB 50011 中框架结构的规定。

3. 框架梁柱及节点抗震构造措施

（1）框架梁和框架柱的纵向受力钢筋在框架节点区的锚固和连接应符合下列要求：

1）框架中间层的中间节点处，框架梁的上部纵向钢筋应贯穿中间节点：对一、二级抗震等级，梁的下部纵向钢筋伸入中间节点的锚固长度不应小于 l_{aE}（l_{aE} 为地震工况下的锚固长度），且伸过中心线不应小于 $5d$（d 为梁上部纵向钢筋的直径）。梁内贯穿中柱的每根纵向钢筋直径，对一、二级抗震等级，不宜大于柱在该方向截面尺寸的 1/20；对圆柱截面，不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的 1/20。

2）框架中间层的端节点处，当框架梁上部纵向钢

筋用直线型的锚固方式锚入端节点时，其锚固长度除不应小于 l_{aE} 外，尚应伸过柱中心线不小于 $5d$。当水平直线段锚固长度不足时，梁上部纵向钢筋应伸至柱外边并向下弯折。弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4l_{aE}$，弯折后的竖直投影长度取 $15d$。梁下部纵向钢筋在中间层端节点中的锚固措施与梁上部纵向钢筋相同，但竖直段应向上弯入节点。

3）对于框架中间层中间节点、中间层端节点、顶层中间节点及顶层端节点，梁、柱纵向钢筋在节点部位的锚固和搭接应符合 GB 50010—2010 图 11.6.7 的相关构造要求。

4）框架梁、柱纵向钢筋的连接，对一、二级抗震等级宜采用机械连接接头，三、四级可采用焊接接头。

（2）框架梁柱及节点抗震构造要求设计可参见国家建筑标准设计图集《建筑物抗震构造详图（多层和高层钢筋混凝土房屋）》（11G329-1）。异形节点轴压力对通裂荷载的影响并不十分明显，不应过多考虑轴压力的有利作用。应考虑“小核芯”位置初裂剪力与常规节点相比有明显降低（30%左右），以及各层水平箍筋屈服的不均匀性，节点箍筋数量可适当予以增加。

（3）异型节点区域混凝土强度不宜低于 C40。

4．框架-抗震墙结构中的抗震墙抗震构造措施

（1）抗震墙开洞洞口不宜大于墙平面面积的 1/6，洞口距离柱边二、三级抗震墙不宜小于 1000mm，一级不宜小于 1200mm。洞口承载力应经计算确定。

（2）抗震墙宜采用双向双面配筋，每个方向总配筋率不应小于 0.25%，其直径不得小于 12mm，相应间距不应大于 200mm。拉筋间距不应大于 600mm，其直径不得小于 6mm，一、二级抗震墙底部宜适当加密。

（3）带边框剪力墙的边框柱截面宜与该榀框架相邻柱截面相同，配筋构造应符合框架柱的构造要求。

（4）剪力墙设置约束边缘构件时，墙肢构造措施应满足 GB 50011—2011 第 11.7.18 条的要求；设置构造边缘构件的构造措施应满足 GB 50011—2011 第 11.7.19 条的要求。

第五节　计　算　算　例

一、结构布置及特点

本算例为一台 1000MW 机组，主厂房采用现浇钢筋混凝土结构，横向为双跨框排架结构，纵向为框架结构。汽机房屋面采用 32m 跨双坡实腹钢梁、轻质混凝土屋面，其他各层楼面和屋面板均采用钢梁-现浇钢筋混凝土板组合结构。结构布置见图 5-8，空间计算模型见图 5-9。

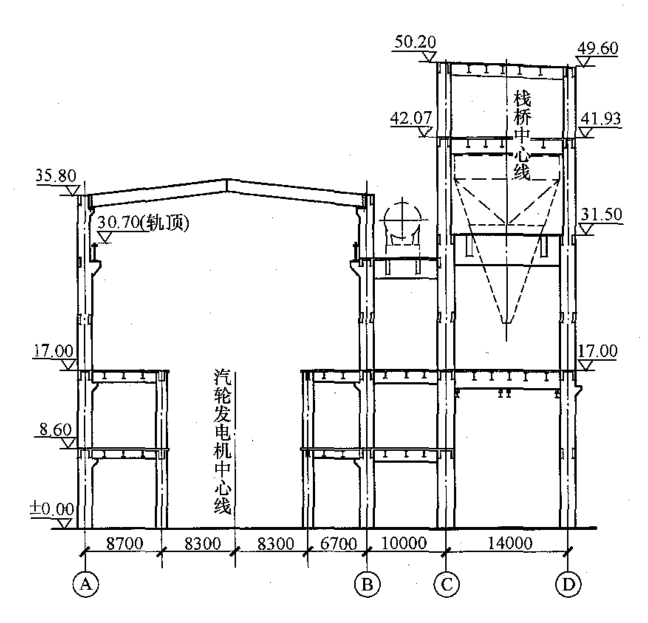


图 5-8　典型横向结构布置图

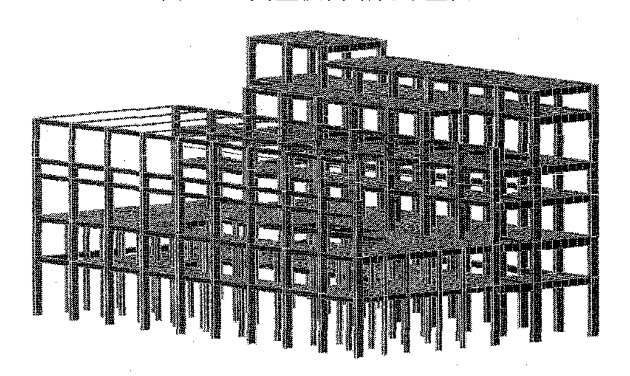


图 5-9　空间计算模型

二、设计条件

（1）抗震设防烈度为 6 度，抗震措施为 7 度，地震动水平峰值加速度为 0.081g，特征周期为 0.40s；场地类别为 II 类。

（2）基本风压：0.48kPa。

（3）基本雪压：0.35kPa。

（4）地面粗糙度类别：B 类。

三、计算软件及版本

结构计算软件采用 PKPM-STS/SATWE/JCCAD PKPM2010 V2.2（2014.8.1）。

四、各层楼屋面荷载

1．8.60m 层

（1）恒荷载计算。

1）6kV 配电室（4.8m 及 12.15m 层）：

全瓷地砖（50mm 厚 01J304-C39）：1kN/m^2。

混凝土楼板 120mm 厚：0.12×25=3（kN/m^2）。

1:3 水泥砂浆层 30mm 厚：0.03×20=0.6（kN/m^2）。

合计：1+3+0.6=4.6（kN/m^2）。

2）其他楼面恒荷载：

彩色耐磨混凝土楼面（50mm 厚 01J304-A25）：$1.25kN/m^2$。

混凝土楼板 120mm 厚：0.12×25=3（kN/m^2）。

1:3 水泥砂浆层 30mm 厚：0.03×20=0.6（kN/m^2）。

合计：1.25+3+0.6=4.85（kN/m^2）。

（2）活荷载取值。

1）管道层：$10kN/m^2$。

2）除氧间：$10kN/m^2$。

3）6kV 配电室：$10kN/m^2$。

4）等离子配电室：$8kN/m^2$。

2. 16.95m 层

（1）恒荷载取值。

1）汽机房运转层：$4.6kN/m^2$。

2）除氧间运转层：$4.6kN/m^2$。

3）煤仓间运转层：$4.6\ kN/m^2$。

（2）活荷载取值。

1）汽机房（非检修区）：$10kN/m^2$。

2）汽机房（检修区）：$40kN/m^2$。

3）除氧间、煤仓间：$10kN/m^2$。

3. 除氧间屋面

（1）恒荷载计算。

细石防水混凝土 40mm 厚，内配ϕ6@150 网片：0.04×25=1（kN/m^2）。

干铺沥青油毡一层，氯化聚乙烯防水卷材 1.2mm 厚：$0.1kN/m^2$。

1:3 水泥砂浆找平层 20mm 厚：0.02×20=0.4（kN/m^2）。

憎水珍珠岩保温板 80mm 厚（容重 $350kg/m^3$）：0.08×3.5=0.28（kN/m^2）。

找 2%坡层，最薄处 20mm 厚：0.12×14=1.7（kN/m^2）。

混凝土楼板 120mm 厚：0.12×25=3（kN/m^2）。

1:3 水泥砂浆层 30mm 厚：0.03×20=0.6（kN/m^2）。

合计：0.1+1+0.4+0.28+1.7+3+0.6=7.08（kN/m^2）。

取：$7.1kN/m^2$。

（2）活荷载取值：除氧器区域 $10kN/m^2$；其他区域 2 kN/m^2。

4. 汽机房屋面

（1）恒荷载计算。

氯化聚乙烯防水卷材 1.2mm 厚、聚氨酯防水涂膜 2mm 厚：$0.1kN/m^2$。

1:3 水泥砂浆找平层 20mm 厚：0.02×20=0.4（kN/m^2）。

憎水珍珠岩保温板 80mm 厚（容重 $350kg/m^3$）：0.08×3.5=0.28（kN/m^2）。

混凝土楼板 100mm 厚：0.10×25=2.5（kN/m^2）。

1:3 水泥砂浆层 30mm 厚：0.03×20=0.6（kN/m^2）。

合计：0.1+0.4+0.28+2.5+0.6=3.88（kN/m^2）。

取：$4.0kN/m^2$。

（2）活荷载取值：$1kN/m^2$。

5. 各层楼面、屋面

各层楼面、屋面的恒荷载和活荷载见表 5-12。

表 5-12　各层楼面、屋面的恒荷载和活荷载　（kN/m^2）

部　位	恒荷载	活荷载
汽机房屋面（除氧器层）	4	1
运转层（检修区域）	4.6	10（40）
中间管道层	4.35	10
除氧间屋面（除氧器区域）	7.1	2（10）
高、低压加热器层	4.6	10
除氧间运转层	4.6	10
中间管道层	4.35	10
煤仓间屋面	6.7	2
皮带层（皮带传动装置区域）	5.6	6（10）
煤仓间运转层	4.6	10

6. 其他设备和管道层

其他设备和管道层荷载根据工艺专业资料输入。

五、弹性阶段结构计算

1. 结构计算输入

结构计算输入内容见表 5-13，主要计算参数见表 5-14。

表 5-13　结构计算输入内容

序号	结构计算输入内容	备　注
1	结构模型布置图	—
2	各层构件截面布置	—
3	各层荷载输入	—
4	设计参数输入	见表 5-14

表 5-14　结构 PM-SATWE 主要计算参数一览表

计　算　参　数		参数取值	备注
总信息	嵌固端所在层号	1	
	对所有楼层采用刚性楼板假定	否	
风荷载	基本风压（kN/m^2）	0.48	
	地面粗糙度类别	B 类	
地震信息	抗震设防类别	6 度	
	场地类别	Ⅱ类	

续表

	计　算　参　数	参数取值	备注
地震信息	地震分组	第二组	
	框架抗震等级	二级	
	是否考虑偶然偏心	否	
	是否考虑双向地震	是	是否考虑见本章抗震计算要点的第（7）条
	计算振型个数	27	
	重力荷载代表值的活荷载组合值系数	0.85	
	结构周期折减系数	0.85	
	结构阻尼比	0.05	
调整信息	梁端负弯矩调幅系数	0.85	
	梁扭矩折减系数	—	
	连梁刚度折减系数	—	
	梁刚度放大系数	—	
	薄弱层地震内力放大系数	1.25	
设计信息	结构重要性系数	1.0	
	是否考虑 p-Δ 效应	否	
	是否按 GB 50010—2010 第 B.0.4 条考虑二阶效应	否	

2. 结构计算结果

结构计算结果包括的内容详见表 5-15～表 5-17。

表 5-15　　结构计算结果

序号	结构计算输入内容		备　注
1	结构自振周期和参振质量计算结果	自振周期	见表 5-16
		扭转系数	
2	结构整体计算结果	有效质量系数	
		最大层间位移角	见表 5-17
		扭转位移比	
		侧向刚度比	
		抗剪承载力比	
		剪重比	
		刚重比	
3	各层构件配筋①		部分构件配筋见图 5-10
4	各层构件的裂缝①		部分构件裂缝见图 5-11
5	各层构件挠度①		部分构件挠度见图 5-12

① 考虑图面清晰度及篇幅限制，此处仅截取部分构件的配筋、裂缝、挠度参考示意。

表 5-16　　结构自振周期和参振质量计算结果

振型	周期（s）	扭转系数	有效质量参振系数（%）		振型	周期（s）	扭转系数	有效质量参振系数（%）	
			x 向	y 向				x 向	y 向
1	2.3468	0.02	85.93	0.01	4	0.8762	0.08	6.93	0.01
2	1.7016	0.02	0.20	86.09	5	0.6509	0.54	0.19	0.03
3	1.5452	0.79	5.19	2.54					

注　1. 以结构扭转为主的第一自振周期与以平动为主的第一自振周期之比为 0.658。

2. 结构 x 向有效质量参振系数为 99.99%，y 向有效质量参振系数为 99.7%。

表 5-17　　结构整体计算结果汇总

塔号	楼层	层高（mm）	最大层间位移角①		扭转位移比②		侧向刚度比③		抗剪承载力比④		剪重比（%）		刚重比	
			Max-D_x/H	Max-D_y/H	Ratio-D_x	Ratio-D_y	Rat_x1	Rat_y1	Ratio-Bu_x	Ratio-Bu_y	λ_x	λ_y	x 向	y 向
1	9	3110	1/4355	1/1985	1.13	1.11	1.00	1.00	1.00	1.00	2.79	4.40	104.96	218.87
1	8	5450	1/3865	1/4869	1.09	1.09	2.7212	2.7126	2.85	2.38	2.55	3.88	80.13	166.56
1	7	5550	1/2511	1/3331	1.07	1.09	1.9030	1.9469	1.00	1.04	2.27	3.36	45.41	96.56
1	6	4500	1/2466	1/3099	1.13	1.14	2.3823	2.1990	1.39	2.43	2.07	3.00	45.03	88.40
1	5	3500	1/2238	1/2665	1.13	1.33	2.9530	3.4806	1.66	2.15	1.67	2.30	28.76	66.53
1	4	3050	1/1888	1/2355	1.23	1.10	1.6188	1.1740	1.03	1.14	1.66	2.29	27.82	46.69
1	3	8540	1/1597	1/2002	1.13	1.05	0.4458	0.4715	0.88	0.59	1.54	2.11	19.43	35.68
1	2	8260	1/1690	1/1842	1.17	1.08	0.8760	0.6469	1.77	1.35	1.23	1.68	17.86	25.80
1	1	12000	1/1345	1/5717	1.09	1.08	0.6057	0.7894	0.77	0.70	1.11	1.52	12.05	25.75

① Max-D_x/H、Max-D_y/H 分别为 x 向和 y 向不考虑偶然偏心时各层的最大层间位移角。

② Ratio-D_x、Ratio-D_y 分别为规定水平力作用下，楼层最大弹性水平位移、层间位移）与该楼层两端弹性水平位移、层间位移平均值的比值。

③ Rat_x1、Rat_y1 分别为楼层侧向刚度与上一层相应塔侧向刚度 70%的比值和上三层平均侧向刚度 80%的比值中的较小值。

④ Ratio-Bu_x、Ratio-Bu_y 分别为楼层抗剪承载力与相邻上一层抗剪承载力的比值。

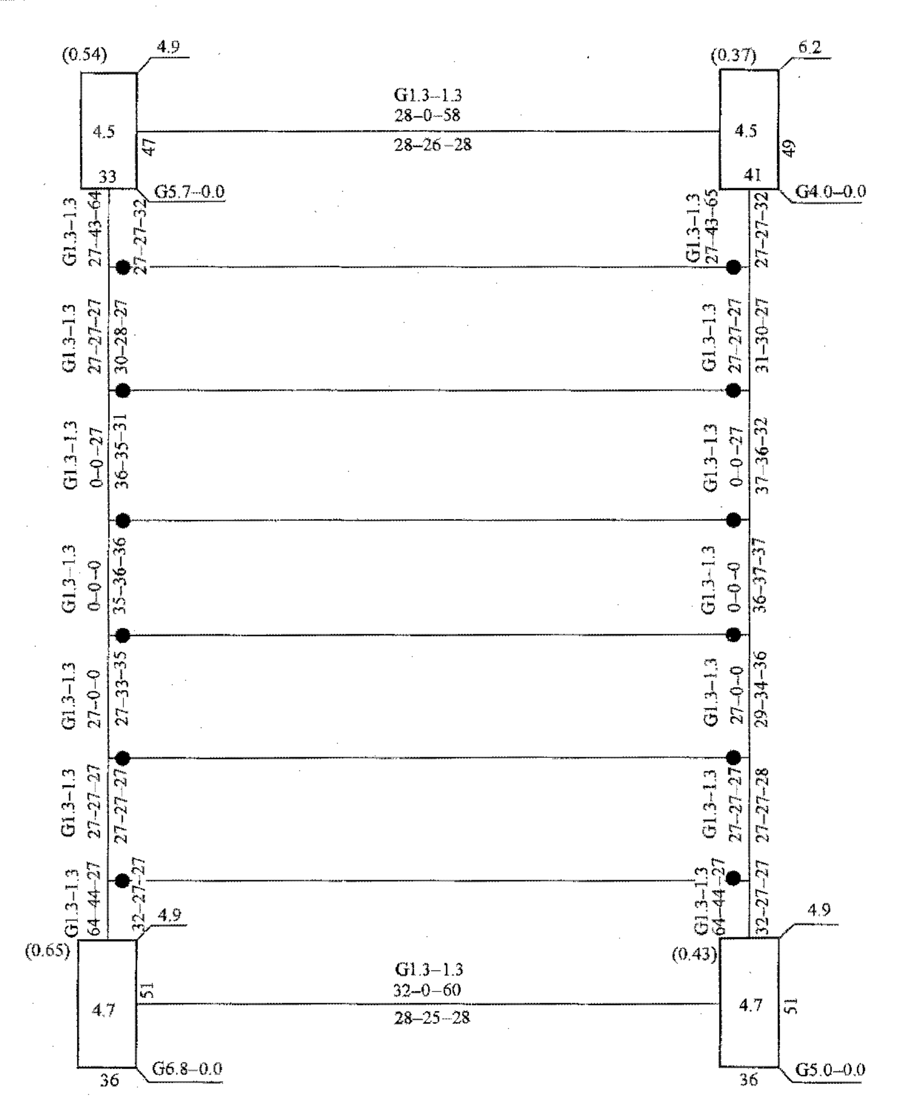


图 5-10　部分构件配筋图

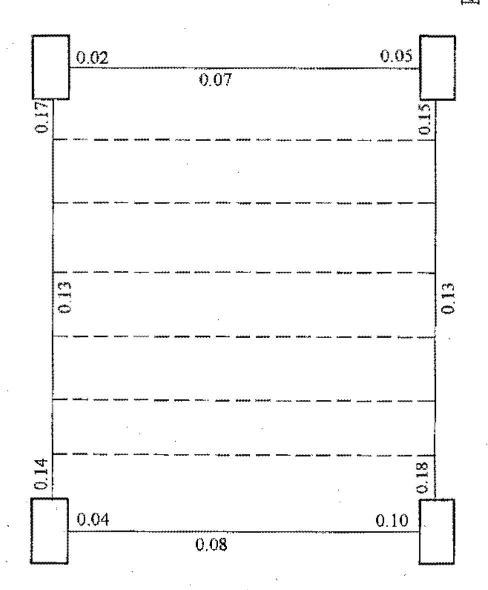


图 5-11　部分构件裂缝图

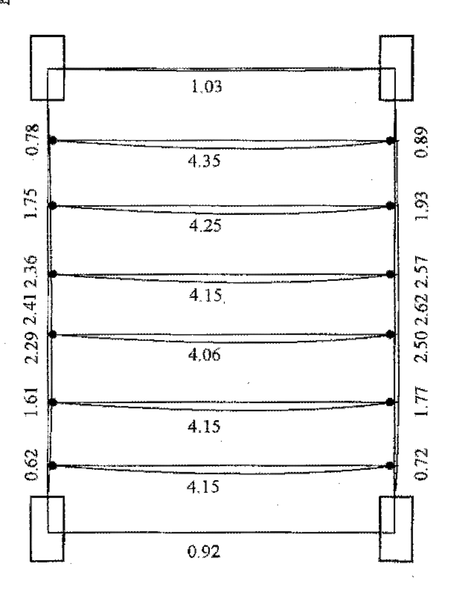


图 5-12　部分构件挠度图

第六章

主厂房钢框排架结构

第一节　一　般　规　定

一、设计原则

主厂房钢框排架结构设计不仅要满足工艺设备和管道布置、建筑房间功能布置、以及建筑立面的要求，同时还应具有足够的强度和刚度，以实现设计寿命周期内正常使用。

（1）主厂房钢框排架结构设计使用年限为50年，安全等级为二级。

（2）丙类主厂房钢框排架结构7度、8度、9度的抗震等级分别按四级、三级、二级采用，同时应符合DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》的要求。

（3）钢结构设计除符合承载能力极限状态和正常使用极限状态，以及抗震设计等要求外，还应满足防火、防腐蚀等要求。钢结构的防火设计必须符合GB 50229《火力发电厂和变电所防火规范》和DL 5022的规定。

（4）主厂房钢结构设计计算时，各类荷载下的作用效应应按弹性设计方法计算。

（5）主厂房结构单元划分宜与机组单元划分一致，其纵向温度伸缩缝的最大间距不宜大于150m。位于气候干燥、夏季炎热且暴雨频繁地区的结构，可按照使用经验适当减小温度伸缩缝间距。当有充分依据、经过温度作用计算并采取有效措施满足设计要求时，可适当增大温度伸缩缝间距。

（6）钢结构框排架构件的容许长细比和板件宽厚比应符合GB 50011《建筑抗震设计规范》的规定。

（7）钢柱脚位于地面以下的部分，应采用强度等级较低的混凝土包裹（其厚度不小于50mm），并使混凝土高出地面不小于150mm。当柱脚在地面以上时，柱脚底面应高出地面不小于100mm。

（8）主厂房钢结构设计时应考虑生产使用、检修维护、施工安装及材料性能等因素，并符合国家现行有关标准的规定。

（9）主厂房钢结构节点设计内容主要有柱与柱，梁与柱，梁与梁，支撑与梁、柱，支撑与支撑，以及柱与基础的连接。在确定连接节点的构造型式及连接时，要遵循以下原则：

1）节点内力传递应简洁直接，并与实际结构和整体计算的假定一致。

2）连接节点要有足够的强度和刚度，安全可靠。

3）节点加工应简单、经济合理、现场安装方便。

二、材料选用

由于承载性能特点，主厂房钢框排架及支撑等主要承重构件的钢结构材料选用应符合以下要求：

（1）选用的钢材材质除应符合下列要求外，还应符合GB 50011的有关要求。

1）钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于0.85。

2）钢材应具有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于20%。

3）钢材应具有良好的焊接性和合格的冲击韧性。

（2）主厂房钢框排架结构构件宜选用Q235B、Q345B钢，其钢材性能应符合GB/T 700《碳素结构钢》和GB/T 1591《低合金高强度结构钢》的要求，并根据所处环境类别、重要性类别和抗震设防烈度等要求，选择对应的钢材质量等级。

（3）对厚度大于40mm的板材，当有沿厚度方向受拉的撕裂作用时，应采用Z向（Z15、Z25、Z35）高性能钢。一般可选用Z15，当设防烈度或重要性级别较高时可选Z25，其材质要求应符合GB/T 5313《厚度方向性能钢板》的规定。

（4）焊接材料应与主材材质匹配，并符合国家有关标准的要求。

（5）连接节点宜优先采用高强螺栓连接，高强螺栓级别为8.8级或10.9级，并应符合国家有关标准的要求。同一工程建议优先选用同一级别的高强螺栓，方便现场安装，避免混用。

（6）为现场安装方便，连接节点的安装螺栓可用普通C级螺栓，直径不宜小于M16，数量按计算确定，

且不宜少于2个。为保证高强螺栓的性能，安装时不得采用高强螺栓兼做安装螺栓。

三、构件选用

主厂房钢结构构件应结合构件的受力特点、制作与安装方便、后期维护便利等因素综合考虑，具体如下：

（1）框架柱、梁优先选用轧制H型钢、焊接H型钢。

（2）支撑杆件优先选用圆钢管、方钢管，其次可选用轧制H型钢、焊接H型钢，受力较小的杆件可选用角钢或槽钢。

第二节　结构选型与布置

一、燃煤电厂的主厂房钢结构选型与布置

主厂房结构布置类型按机组特点可分为普通煤粉炉厂房、循环流化床厂房；按结构布置可分为双跨框排架、单跨框排架、竖向框排架、单排架，具体可参见第五章。本章仅结合钢结构主厂房的特点，主要对双跨框排架、单跨框排架、竖向框排架等类型进行阐述。

钢结构主厂房设计流程可参见第五章的图5-1。

1. 钢结构主厂房结构选型与布置

（1）钢结构主厂房横向可采用铰接支撑框架体系或框架-支撑体系，纵向结构宜采用铰接支撑框架体系。

抗震等级为一、二级的钢结构主厂房，可采用中心支撑，或采用屈曲约束支撑等消能支撑，或采用偏心支撑。抗震等级为三、四级且高度不大于50m的钢结构宜采用中心支撑。

（2）钢结构主厂房适用的最大高宽比应符合表6-1的规定。

表6-1　钢结构主厂房适用的最大高宽比

抗震设防烈度	6、7度	8度	9度
最大高宽比	6.5	6.0	5.5

（3）每台机组宜为一个独立的结构受力单元，机组厂房间宜设置防震缝，防震缝的宽度应不小于相应高度钢筋混凝土结构房屋的1.5倍。如果两台机组结构单元之间不设置伸缩缝，需要考虑温度作用的不利影响，同时应在空间结构分析时特别注意扭转的影响。地震烈度8度及以上地区，每台机组应为一个独立的结构受力单元。

结构布置在满足工艺及建筑布置要求的同时，应符合建筑抗震概念设计的要求，不规则的建筑方案应按规定采取加强措施；特别不规则的建筑方案应进行专门研究论证，采取特别的加强措施，不应采用严重不规则的结构方案。对于主厂房结构不规则的布置方案，扭转效应突出的，应采用特别的措施，例如调整主厂房结构支撑的布置等，以尽可能减小扭转效应。平面不规则和竖向不规则的主要类型见表6-2、表6-3。

表6-2　平面不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
扭转不规则	在规定的水平力作用下，楼层的最大弹性水平位移（或层间位移）大于该楼层两端弹性水平位移（或层间位移）平均值的1.2倍
凹凸不规则	结构平面凹进的一侧尺寸大于相应投影方向总尺寸的30%
楼板局部不连续	楼板的尺寸和平面刚度急剧变化，如有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的50%，或开洞面积大于该层楼面面积的30%，或较大的楼层错层

表6-3　竖向不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
侧向刚度不规则	该层的侧向刚度小于相邻上一层的70%，或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的80%；除顶层或出屋面小的建筑外，局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的25%
竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件（柱、抗震支撑）的内力由水平转换构件（梁、桁架等）向下传递
楼板局部不连续	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的80%

因工艺布置要求，结构布置明显不规则时，应按本章第三节抗震计算的要求进行调整。

主厂房抗侧力结构的平面布置宜规则对称，并应具有良好的整体性；立面和竖向剖面宜规则，侧向刚度宜均匀变化，竖向抗侧力构件的截面尺寸和材料强度宜自下而上逐渐减小，避免抗侧力结构的侧向刚度和承载力突变。

支撑框架在两个方向的布置均宜基本对称，支撑框架之间楼盖的长宽比不宜大于3。

（4）主厂房结构支撑的布置应满足以下要求：

1）中心支撑框架宜采用交叉支撑，也可采用人字形支撑或单斜杆支撑，不宜采用K形支撑；支撑的轴线宜交汇于梁柱构件轴线的交点，偏离交点时的偏心距不应超过支撑杆件宽度，并应计入由此产生的附加弯矩。当中心支撑采用只能受拉的单斜杆体系时，应同时设置不同倾斜方向的两组斜杆，且每组中不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不应大于10%。

偏心支撑框架的每根支撑应至少有一端与框架梁连接，并在支撑与梁交点和柱之间或同一跨内另一支撑与梁交点之间形成消能梁段。

采用屈曲约束支撑时，宜采用人字形支撑、成对

布置的单斜杆支撑等型式，不应采用 K 形或 X 形，支撑与柱的夹角宜为 35°～55°。屈曲约束支撑受压时，其设计参数、性能检验和作为两种消能部件的计算方法可按相关要求执行。

2）横向和纵向垂直支撑的设置要求：

垂直支撑的布置宜规则、对称，并应具有良好的整体性；支撑刚度宜均匀变化，避免结构的侧向刚度和承载力突变；纵横向垂直支撑的设置宜使结构两个方向的动力特性相近。

垂直支撑的形心线应汇交于框架梁柱的中心线。当梁高大于 800mm 时，可将梁的中心线调整至距梁的上下翼缘各 400mm 处。

垂直支撑沿竖向宜在同一个柱距设置，如有困难，也可转移至相邻柱距，此时宜适当增加相近楼层、屋面的水平支撑，确保支撑承担的水平地震作用能传递至基础。

垂直支撑沿竖向从零米至顶层应连续设置，中间不应中断。如顶层设置有困难，可不设或加设隅撑。

横向垂直支撑应设置在横向轴线的铅垂平面内；纵向垂直支撑及纵梁宜设置在顶层柱的柱中心铅垂平面内。

垂直支撑的数量除满足计算要求外，还应有适当的冗余。

垂直支撑可采用交叉撑（X 形撑）、人字形撑（或 V 形撑）、单斜撑等型式，不允许使用 K 形撑（见图 6-1）。当采用人字形支撑时，宜同时配合采用 V 形撑，形成一组大的 X 形支撑，而人字形撑与拉链式柱组合的支撑也是推荐采用的（见图 6-2）。

横向垂直支撑不能做到每轴线设置时，应在该轴线相邻的两个设置垂直支撑的轴线之间，采取能将水平作用传递给相邻轴线的措施，如设置混凝土楼面或水平支撑等，而边轴线必须设置。

横向垂直支撑宜主要设置在煤仓间内，而在汽机房内应尽可能在较多的轴线位置设置，并有足够多的与煤仓间底层垂直支撑倾斜方向相反的支撑，见图 6-3。

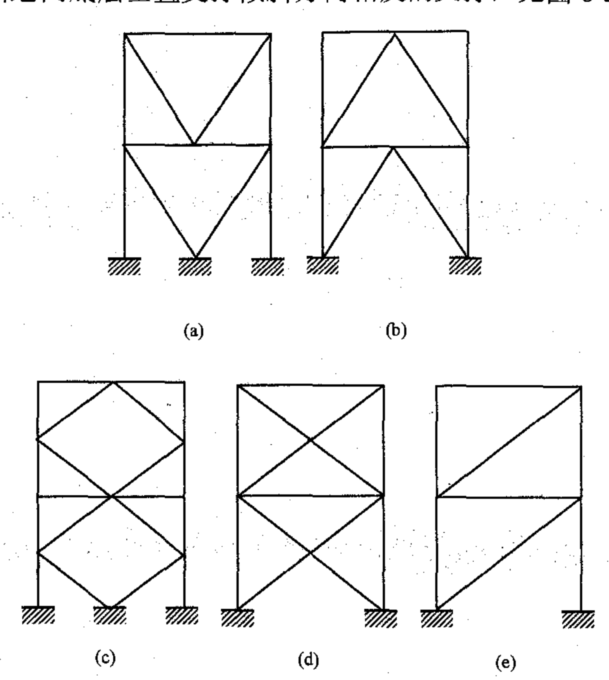


图 6-1　垂直支撑的几种型式
（a）V 形撑；（b）人字形撑；（c）K 形撑；（d）交叉撑（X 形撑）；（e）单斜撑

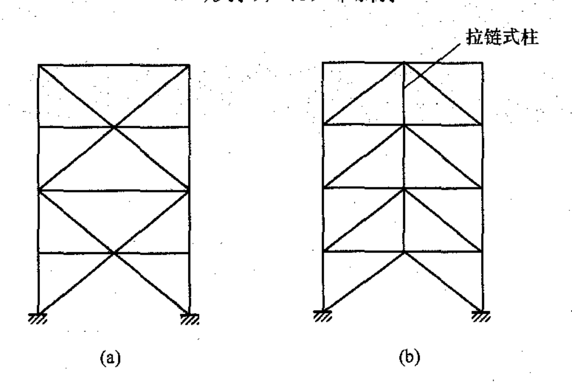


图 6-2　组合式垂直支撑的两种型式
（a）人字形撑与 V 形撑组成大 X 形撑；
（b）人字形撑与拉链式柱的组合

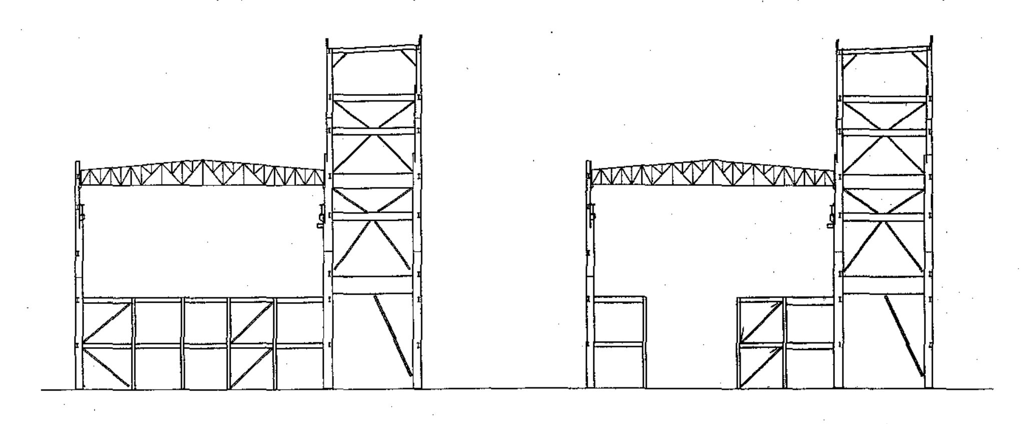


图 6-3　煤仓间与汽机房内的横向垂直支撑

纵向垂直支撑应在每个主要纵向轴线位置设置。

纵向垂直支撑在每台机组长度内宜在两个柱距设置上下贯通式，使结构的纵向刚度接近其横向刚度，即纵横两个方向的自振周期相近。

对于纵向轴线，为减小罕遇地震时柱脚的上拔力，可在已设置垂直支撑柱距以外的其他柱距的底部两层增设垂直支撑。

3）水平支撑的设置。

下列情况的楼层不需要或可不设置楼层水平支撑：

a．钢与混凝土组合楼面或现浇混凝土楼面与钢梁有可靠连接，当楼板仅有小孔洞（如管道预留孔、吊装孔等）时。

b．当设防烈度为6度、7度，楼面为钢板（或类似型式）且与主梁有可靠连接时。

下列情况的楼层应设置楼层水平支撑：

a．钢与混凝土组合楼面或现浇混凝土楼面与钢梁有可靠连接，当楼板开有大孔洞（如汽轮机机座开孔等）时。

b．楼面铺有金属板且与主梁有可靠连接，当设防烈度为8度及以上时。

c．铺活动格栅板的楼层。

d．空楼层（即只有框架梁或少量次梁，无任何楼面铺设的楼层）。

当各榀框架侧向刚度相差较大或某些框架未设置垂直支撑时，应在该区间设置加强水平支撑；当相邻两层已设置垂直支撑时，在有经验的情况下，该层也可不设置水平支撑，即隔层设置，例如汽机房运转层通常设置水平支撑，中间层（有大孔洞和较多空洞、铺设格栅板面积较大）可不设或少设水平支撑。

当楼层有楼板时，水平支撑通常设置于柱网区格的次梁下部；当楼层无楼板时，水平支撑通常宜同时设置于柱网区格的梁上部和次梁下部。水平支撑的杆件可以采用单角钢、双角钢、钢管或其他型钢；水平支撑的杆件可以按拉杆或压杆设计，应满足相应长细比的要求。

4）梁的侧向支撑的设置。与人字形（或V形）支撑相交的梁，在柱间应连续；该梁的上下翼缘均应设置侧向支承，采用相关公式计算其间距；在支撑与梁相交处，要求至少应对梁的上下翼缘设置一组侧向支承，除非梁具有足够的平面外强度和刚度，可保证支承点之间梁的稳定。

（5）钢结构主厂房结构布置的其他要求：

1）主厂房楼层宜采用钢梁-现浇钢筋混凝土组合楼板或钢筋混凝土楼板，并应与钢梁有可靠连接。

2）对H型钢柱，宜将柱的强轴布置在结构的横向。

3）必要时为减少柱长细比，可以设置层间梁，层间梁需要满足工艺和建筑布置要求。

4）汽机房山墙柱的布置可以采取从零米直达屋架上弦，柱与汽机房平台楼面梁铰接连接，兼作楼层柱。

5）对于汽机房屋面无毗邻煤仓间跨的区段（即仅有汽机房的区段，形成排架结构），为防止产生过大的平面扭转，其屋面支撑系统的设置应注意采取必要的加强措施。

6）对于地震烈度较高的情况，煤斗支承梁标高一般宜和煤斗运行满载装料后的重心位置接近，不满足时应考虑采取相应的措施。

7）汽机房大平台结构与汽轮发电机基座四周应设变形缝（或抗震缝）完全分开。设置弹簧隔振装置的汽动给水泵、汽轮发电机，其弹簧隔振装置以上台板与周围结构应设变形缝（或抗震缝）脱开，基座弹簧以下部分可与平台结构连成整体。

8）输煤栈桥与主厂房之间宜设置防震缝，可采用滑动或滚动支座连接，支座构造应满足防震缝宽度的要求。高烈度地区，输煤栈桥与主厂房之间宜相互独立，增设栈桥支架柱，采取完全脱开的布置方式。

2. 汽机房-除氧间-煤仓间双跨框排架主厂房结构布置

（1）工艺布置的要求及垂直支撑布置。

1）工艺布置的要求。通常靠近A、B、C排柱需要预留安装、检修运行通道，这样主厂房横向支撑布置方向在上述位置受限制，仅能采用固定倾斜方向的单斜撑或V字撑。

除氧间布置有高、低加热器和除氧器等大型设备，它们的检修和安装需要预留通道，垂直支撑在除氧间不宜设置，通常将横向垂直支撑布置在煤仓间，且底层受预留磨煤机安装、检修通道限制，仅能布置半人字形（单斜支撑交于梁跨中）垂直支撑。

汽机房平台临近汽机基座和水泵坑处，因设备、管道布置复杂，横向垂直支撑难以布置，基座中间对应三跨位置少设或不设置支撑。

对于A排，跨中区域存在出线和凝汽器抽芯检修要求，上下贯通的垂直支撑通常布置在纵向结构端部区域。

B、C、D排上下贯通的垂直支撑基本不受工艺限制，可尽量布置在纵向1/3位置处；而对于D排底层垂直支撑有的工程会受磨煤机检修和石子煤斗的搬运等限制，纵向支撑布置要避开这些柱间，或采用特定方向的半人字形撑。

2）垂直支撑布置的要求。为控制结构的整体扭转，固定端和扩建端的1～2个横向轴线可以较中间轴多设置垂直支撑，或增加支撑截面面积。

高地震区的主厂房横向垂直支撑宜上下贯通布置。低地震区，为调整厂房横、纵向侧向刚度接近，煤仓间内垂直支撑可隔跨取消上部2～4榀，此时垂直支撑可以不必每轴贯通布置。

山墙和检修跨轴线垂直支撑的布置和数量基本不受限制。

汽机房平台靠近 A、B 排的纵向梁端，可局部设置成相反方向的单斜垂直支撑。

为减小 A、B、C、D 排纵向柱脚上拔力过于集中，方便柱脚和基础设计，可在各列运转层以下增设柱间垂直支撑。

汽机房平台纵向，在高烈度区也会存在有支撑柱脚上拔力较大的情况，此时应在相邻纵向轴线区段增加垂直支撑，以分担柱脚的上拔力。

（2）结构体系及选型。汽机房-除氧间-煤仓间双跨框排架横向布置一般采用框架-支撑结构，在 7 度、Ⅱ类场地及以下地区，也可采用框排架结构体系。在 7 度、Ⅳ类场地及 8 度以上地区，宜采用框排架-中心支撑结构体系或框排架-偏心支撑结构体系。

主厂房楼层宜采用钢梁-混凝土组合楼板结构。汽机房大平台结构宜和主厂房结构联合布置，此时应共同建模计算。当汽机房为局部平台结构时，也可以和主厂房结构脱开独立布置或采用滑动连接，二者分开计算。

汽机房山墙结构梁与主厂房柱铰接连接。汽机房山墙柱与汽机房屋面结构采用 Z 型钢片弹性连接，仅传递水平力，不传递竖向荷载。

炉前平台结构应采用一端铰接连接，一端滑动连接。

主厂房纵向布置采用铰接框架-中心支撑结构体系或铰接框架-偏心支撑结构体系。

（3）结构布置的其他要求。对于汽机房平台横、纵向汽机基座周围楼面区域，当因工艺布置要求无法设置垂直支撑，同时楼面次梁间距较大（一般超过 2.5m）、小空洞较多时，应在基座周圈楼面布置水平支撑，将无支撑跨间的水平荷载（工艺水平力或地震力）通过楼板和水平支撑传到支撑跨。

对于煤仓间煤斗穿越层（如支承层或其他无楼板空楼层），当该层梁为人字形或 V 字形垂直支撑相交梁时，应采用水平桁架型式加固楼层主梁，并起到侧向支撑作用，防止大震时主梁平面外屈曲。

（4）双跨框排架布置的典型结构布置图。汽机房-除氧间-煤仓间双跨框排架主厂房典型框架结构布置图见图 6-4，结构参数见表 6-4。

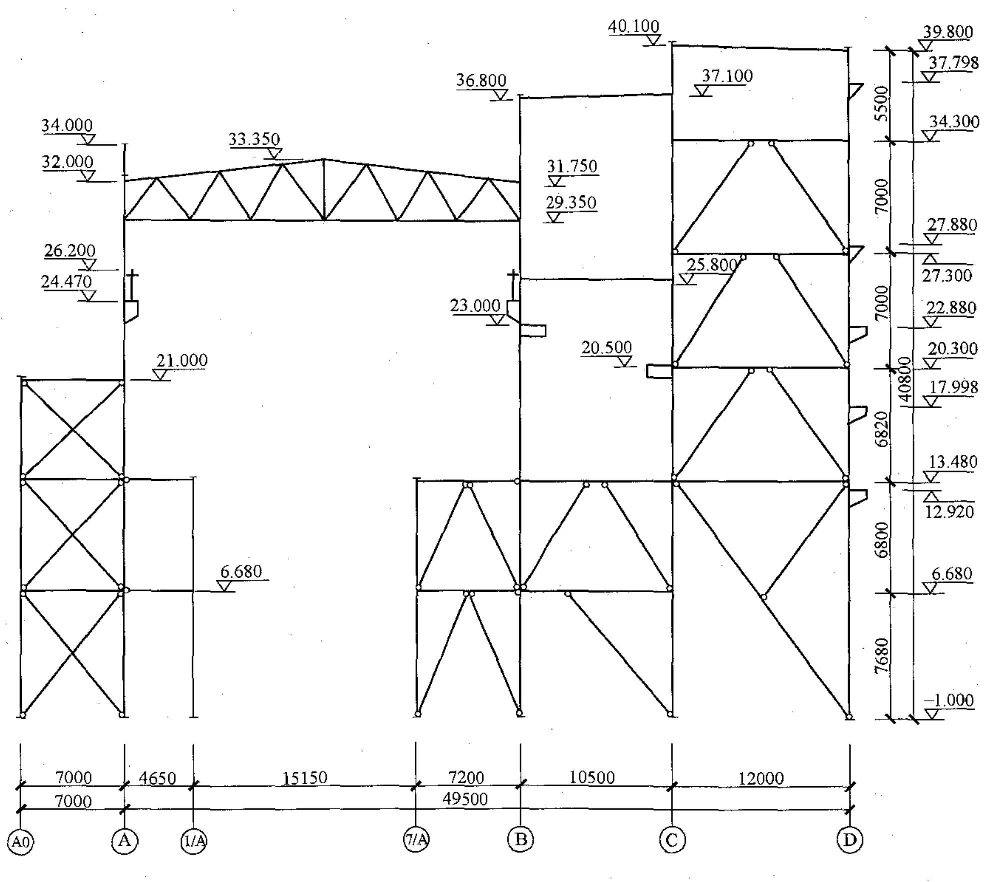


图 6-4 汽机房-除氧间-煤仓间双跨框排架主厂房典型框架结构布置图

表 6-4 汽机房-除氧间-煤仓间双跨框排架主厂房典型框架结构参数表 （mm）

主厂房主要结构参数	300MW	600MW	1000MW
汽机房跨度（m）	27	30.6	27
除氧间跨度（m）	9	10.0	10.5

续表

主厂房主要结构参数	300MW	600MW	1000MW
煤仓间跨度（m）	12	14.5	12.5
汽机房中间层标高（m）	6.3	7.4	7.6
汽机房运转层标高（m）	12.6	15.0	13.6
汽机房屋面标高（m）	28.4	32.5	31.8
除氧器层标高（m）	22.0	24.0	24.8
煤仓间屋面标高（m）	42.2	60.5	47.5
A 排柱截面	1200×600×30×40	1200×600×36×44	1400×900×32×44
B 排柱截面	1200×600×30×40	1200×600×36×44	1400×900×32×44
C 排柱截面	1400×600×36×40	1400×800×40×60	1600×1100×36×48
D 排柱截面	1400×700×40×46	1400×600×40×50	1600×1100×36×48
除氧器梁截面	1300×500×25×40	1300×500×25×40	1500×500×34×44
煤斗梁截面	1800×500×34×40	2400×600×34×46	2000×500×34×40

注　截面尺寸为高度×宽度×腹板厚度×翼缘板厚度。

3. 汽机房-除氧煤仓间单跨框排架主厂房结构布置

该方案工艺布置如下：汽机房零米及以下布置有凝结水泵、凝汽器和主油箱等辅助设备；中间层为管道层；第三层为运转层，运转层一般布置有汽轮发电机、汽动给水泵和设备检修区域，两台机之间设置大的检修起吊区域，可使大件设备从零米起吊到运转层，汽机屋面以下设置两台电动行车。除氧煤仓间分六层，零米布置电动给水泵，第二、三层布置高、低压加热器和电气设备，第四层布置给煤机和除氧器，第五层为煤斗支承层，第六层为皮带层。

汽机房-除氧煤仓间单跨框排架布置与双跨框排架布置相比，仅是将除氧间和煤仓间合二为一，共同布置在汽机房后的一个跨距内，这样该跨相对要高很多。结构选型和布置基本同上述双跨框排架布置。和双跨框排架布置不同的地方是，由于减少了一跨且余下的一跨相对加高，因此结构高宽比较大，抗震性能降低。一般该跨的横向支撑宜采用上下贯通的人字形撑或交叉撑，也不宜在中间层缺少支撑。对于低地震烈度的情况，上部结构层可以少设支撑。

汽机房-除氧煤仓间单跨框排架布置的其他结构布置要求与双跨框排架布置基本相同。

汽机房-除氧煤仓间单跨框排架主厂房典型结构布置图见图 6-5。

4. 汽机房竖向框排架结构布置

汽机房竖向框排架结构的工艺布置对结构支撑设置的影响较小。一般在正常汽机平台范围内，靠近 B 排柱处布置高、低加热器和除氧器，形成运转层以下有支撑的框架体系，运转层以上为排架的结构型式。除靠 B 排的一跨因布置设备的安装、检修、运行通道而无法布置横向垂直支撑外，其余布置要求同双跨框排架主厂房结构的汽机房内容。

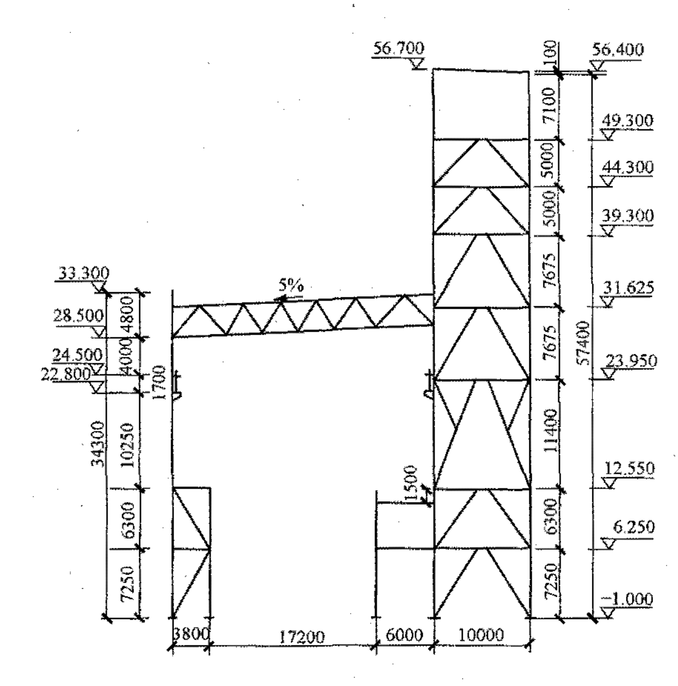


图 6-5　汽机房-除氧煤仓间单跨框排架主厂房典型结构布置图

主厂房横向布置宜采用由汽机房外侧柱、汽机房平台结构及汽机房钢屋架组成的框排架-中心支撑结构体系或框排架-偏心支撑结构体系。汽机房平台与汽机房外侧柱一般采用刚接连接。汽机房山墙结构与主厂房柱采用铰接连接。汽机房山墙柱与汽机房屋面结构采用 Z 型钢片弹性连接。主厂房纵向布置采用铰接框架-中心支撑结构体系或铰接框架-偏心支撑结构体

系。其他结构布置要求也与双跨框排架主厂房结构中的内容一致。汽机房竖向框排架结构典型结构布置图见图 6-6。

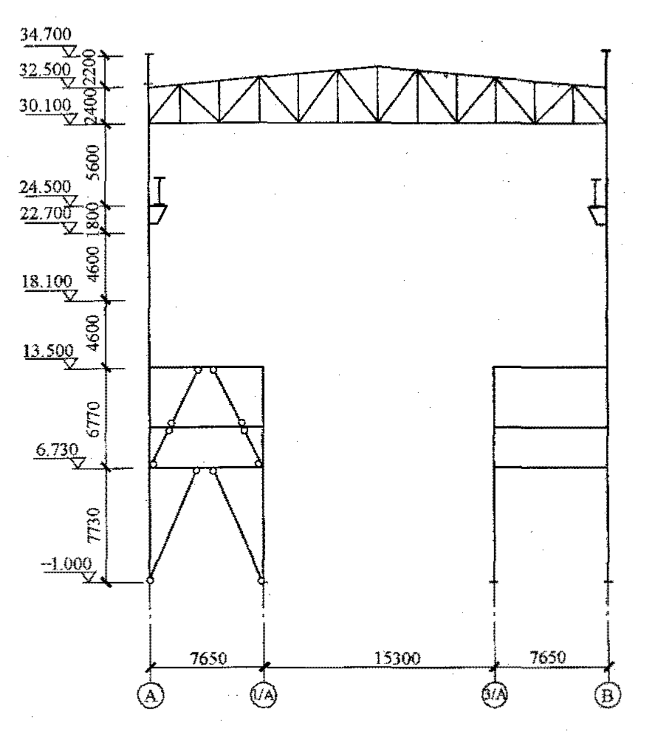


图 6-6 汽机房竖向框排架结构典型结构布置图

二、燃机电厂的主厂房钢结构选型与布置

1. 汽机房钢结构

燃机电厂汽机房的工艺布置分为以下三层：①零米及零米以下布置有凝结水泵、凝汽器、主油箱等辅助设备；②中间层为管道；③第三层为运转层，运转层一般布置有汽轮发电机和设备检修区域，两台机之间设置大的检修起吊区域，可使大件设备从零米起吊到运转层，汽机屋面以下设置两台电动行车。通常会在汽机房侧增加配电间跨，形成汽机房高、配电间矮的框排架结构体系。汽机平台有岛式（平台不与周边框架拉结，自成体系）和大平台（平台与周边框架拉结）两种布置方式。此类主厂房布置原则基本同燃煤电厂的单跨框排架布置，其他结构布置要求也类似，汽机房横向布置宜采用由汽机房 A、B 列柱、汽机房平台、辅跨，以及汽机房屋面结构组成的框排架-中心支撑结构体系或框排架-偏心支撑结构体系。汽机房平台与汽机房柱宜采用刚接连接。在 7 度、Ⅱ类场地及以下地区，也可采用不带支撑的竖向框排架结构体系。

某燃机电厂汽机房中心支撑框架钢结构典型布置图如图 6-7 所示。

2. 燃机房钢结构

燃机房结构根据燃机工艺布置分为露天和单层厂房布置。

采用单层厂房时，燃机房为典型排架结构体系，横向柱脚固结，屋面采用实腹梁或桁架结构与柱顶刚接或铰接；纵向柱脚铰接、梁与柱铰接，纵向垂直支撑布置在每排柱轴 1/3 位置附近，上下贯通布置。

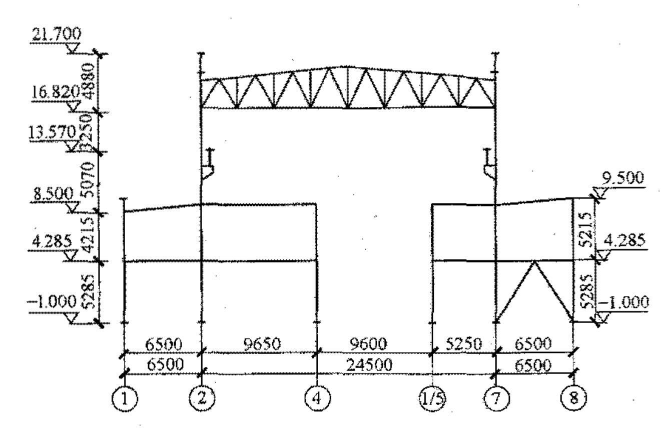


图 6-7 某燃机电厂汽机房中心支撑框架钢结构典型布置图

第三节 整体计算分析

一、基本原则

1. 整体计算基本要求

结构整体计算应采用三维空间模型进行计算分析，可选用 MIDAS、SAP2000、STAAD 等空间软件进行计算，不宜采用基于层模型的分析软件。当结构较为规则且刚度均匀时，可选用 PKPM 进行计算分析。

结构采用有限元分析模型计算分析中，梁、柱可采用空间梁单元，支撑可简化为桁架单元。计算分析中宜采用壳单元模拟混凝土楼板，并考虑楼板大开孔的情况。

结构整体长度超过 150m 应进行温度作用分析。

结构的荷载按第三章第二节的规定计算，荷载组合按第三章第一节的规定计算。

主厂房应进行承载能力极限状态和正常使用极限状态设计，本节重点介绍抗震设计要点。

结构进行整体计算分析时，在风荷载和吊车荷载作用下的位移值应满足第三章第四节的要求。

主厂房结构计算中，单榀框架支撑布置从底部到顶部连续布置时，可按无侧移框架设计；框架中间层缺支撑时应按弱支撑框架设计。

2. 整体抗震计算内容

主厂房应计算水平地震作用，9 度地区高度大于 40m 的主厂房还应计算竖向地震作用。

结构抗震分析采用两阶段设计法进行计算。第一阶段按多遇地震进行结构弹性阶段的抗震分析，第二阶段按罕遇地震进行结构弹塑性阶段的抗震分析。进行多遇地震作用下的抗震分析时，可以假定

结构与构件均处于弹性工作状态，内力和变形可采用线弹性计算方法。结构弹塑性阶段的抗震分析可根据结构特点采用静力弹塑性分析或弹塑性时程分析方法。

结构抗震分析可以按照结构的复杂程度采用不同的分析方法。当主厂房结构高度和跨度较小、较为规则且刚度均匀时，可采用底部剪力法进行计算。主厂房结构较复杂且不规则时，应采用振型分解反应谱法进行计算，同时采用底部剪力法进行校核。主厂房结构特别复杂且不规则时，应补充时程分析计算。

当结构在地震作用下的重力附加弯矩大于初始弯矩 10%时，应计入重力二阶效应的影响。8 度以上地区的主厂房抗震计算时，宜采用可进行二阶效应计算的程序。

3. 抗震计算结构体系和结构分析的要求

主厂房结构抗震体系应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径，应避免因部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力或对重力荷载的承载能力，应具备必要的抗震承载力、良好的变形能力和消耗地震能量的能力，对可能出现的薄弱部位应采取措施提高抗震能力。主厂房结构，宜有多道抗震防线，具有合理的刚度和承载力分布，避免因局部削弱或突变而形成薄弱部位，产生过大的应力集中或塑性变形集中，结构在两个主轴方向的动力特性宜相近，结构构件应合理控制尺寸避免局部失稳或整个构件失稳。

质量和侧向刚度分布接近对称，且楼屋盖可视为刚性横隔板的结构，可采用平面结构模型进行抗震分析。一般情况下主厂房结构应采用空间结构模型进行抗震分析，分析中考虑楼板刚度的影响，应计入由于工艺要求而产生的楼板大开孔的影响。

利用软件进行结构抗震分析时，计算模型简化与处理应符合结构的实际工作状况，计算软件的技术条件应符合规范及有关标准的规定，并应阐明其特殊处理的内容和依据。复杂结构进行多遇地震作用下的内力和变形分析时，应采用不少于两个不同的力学模型，并对其计算结果进行分析比较，所有计算机计算结果应经分析判断确认其合理有效后，方可用于工程设计。

4. 地震作用计算

一般情况下在主厂房结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算，各方向的水平地震作用应由该方向抗侧力构件承担。质量和刚度分布明显不对称、扭转效应超出规范要求的结构，应采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。

主厂房结构宜采用振型分解反应谱法进行抗震作用计算。特别不规则的主厂房应采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算，计算可取多条时程曲线计算结果的平均值与振型分解反应谱法计算结果的较大值。采用时程分析法时，应按建筑场地类别和设计地震分组选用不少于两组的实际强震记录和一组人工模拟的加速度时程曲线，其平均地震影响系数曲线应与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符。采用弹性时程分析时，每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%，多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80%。

计算中应计入重力二阶效应。进行二阶效应的弹性分析时，应按 GB 50017《钢结构设计规范》的有关规定，在每层柱顶附加假想水平力。

计算中水平地震影响系数最大值应按第三章表 3-56 采用；特征周期应根据场地类别和设计地震分组按第三章表 3-57 采用。

计算地震作用时，重力荷载代表值应按照第三章第一节的规定取值。地震影响系数曲线应符合第三章第六节的规定。

主厂房钢结构抗震计算的阻尼比宜符合下列规定：

（1）多遇地震下的计算，高度不大于 50m 时，可取 0.04；高度大于 50m 且小于 200m 时，可取 0.03；高度不小于 200m 时，宜取 0.02。

（2）当偏心支撑框架部分承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50%时，其阻尼比可比上述第（1）项相应增加 0.005。

（3）在罕遇地震下的弹塑性分析，阻尼比可取 0.05。

地震计算时，振型个数一般可以取振型参与质量达到总质量的 90%所需的振型数，且振型数需大于楼层数量的 3 倍，对复杂结构可以相应增加振型数。对于振型分解反应谱法计算得到的结果，一般宜与采用底部剪力法计算的结果进行核对，如柱脚剪力、各层剪力等。

5. 抗震变形验算

主厂房结构应进行多遇地震作用下的抗震变形验算，其楼层内最大的弹性层间位移应符合下式要求：

$$\Delta u_e \leqslant [\theta_e]h \tag{6-1}$$

式中 Δu_e——多遇地震作用标准值产生的楼层内最大的弹性层间位移，计算时应计入扭转变形，各作用分项系数均应采用 1.0，mm；

$[\theta_e]$——弹性层间位移角限值，宜采用 1/250；

h——计算楼层层高，mm。

8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时主厂房结构应进行罕遇地震作用下薄弱层的弹塑性变形验算，主厂房结构在罕遇地震作用下薄弱层（部位）弹塑性变形计算可采用静力弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法，计算应采用空间结构模型。

结构薄弱层（部位）弹塑性层间位移应符合下式要求：

$$\Delta u_p \leqslant [\theta_p]h \tag{6-2}$$

式中　$[\theta_p]$ ——弹塑性层间位移角限值，可取 1/50；

h ——薄弱层楼层高度，mm。

二、计算模型和计算简图

1. 计算模型

计算模型的选择和建立应和本章第二节结构选型和布置要求相对应。计算模型的建立、必要的简化计算与处理应符合结构的实际工作状况。计算模型中整个结构必须是几何不变体系，所有节点必须是稳定的节点。

主厂房计算模型中柱脚一般简化为在柱强轴方向刚接，柱弱轴方向铰接，主厂房横向结构梁柱连接一般按刚接计算。主厂房横向结构采用铰接支撑框架体系时，梁柱连接也可以采用铰接，柱脚也可以按两方向铰接计算，此时应布置足够多的竖向支撑。

纵向结构框架梁与柱一般采用铰接连接。

钢屋架和框排架结构的连接一般按铰接计算，也可以采用刚接，刚接时需要考虑局部弯矩。

结构整体计算分析模型中应建入汽机房屋盖系统，以充分反映其对结构整体的影响。

结构整体计算分析模型中可建入山墙结构，也可以分开计算。分开计算时主体结构计算模型中应施加山墙结构传来的荷载。整体计算时山墙与主厂房框架的连接宜按铰接连接考虑。山墙与屋架结构的连接宜按只传递水平荷载，不传递竖向荷载的连接考虑。

主厂房结构计算模型中宜建入一级次梁，采用空间梁单元，一级次梁与主梁宜采用铰接连接假设。

高地震区主厂房计算时，主厂房楼梯应建入模型共同计算。

2. 计算简图

以下为典型工程主厂房的计算简图示意，见图 6-8、图6-9。

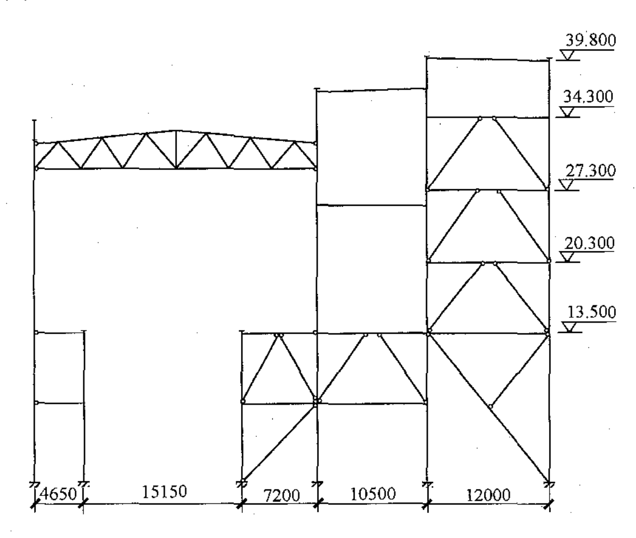


图 6-8　主厂房横向框架计算简图示意

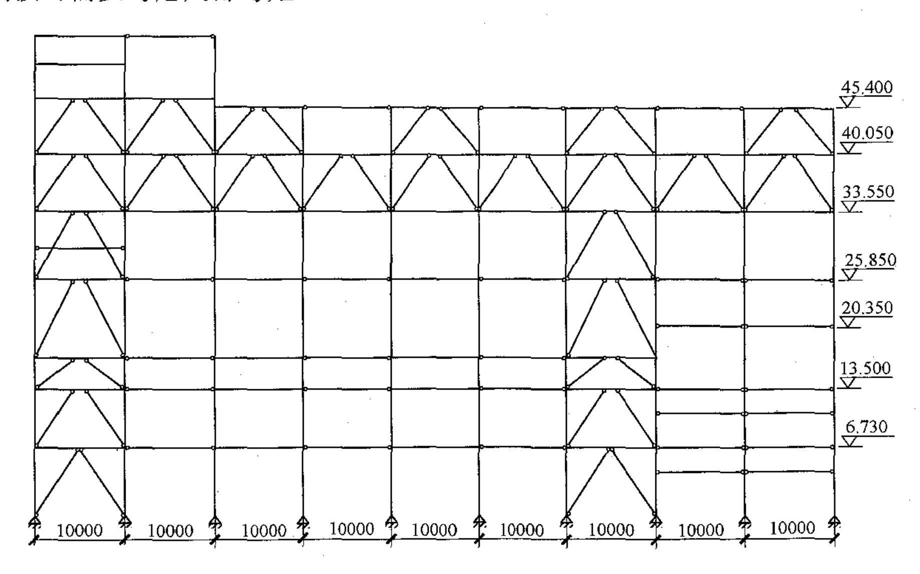


图 6-9　主厂房纵向框架计算简图示意

三、构件抗震计算

1. 主厂房不规则布置的抗震计算调整

主厂房因为工艺布置的原因发生结构平面不规则和竖向不规则时，应根据不规则类型和程度，进行抗震计算的调整。

（1）扭转不规则时，应计及扭转影响，且楼层竖向构件最大的弹性水平位移和层间位移分别不宜大于

楼层两端弹性水平位移和层间位移平均值的 1.5 倍。

（2）平面规则而竖向不规则的建筑结构，应采用空间结构计算模型，刚度小的楼层的地震剪力应乘以 1.15 的增大系数，其薄弱层应进行弹塑性变形分析并应符合下列要求：

1）竖向抗侧力构件不连续时，该构件传递给水平转换构件的地震内力应乘以 1.25～2.0 的增大系数。

2）楼层承载力突变时，薄弱层抗侧力结构的受剪承载力不应小于相邻上一楼层的 65%。

2. 主厂房构件抗震计算内力调整

框架梁可按梁端截面的内力设计。对工字形截面柱，宜计入梁柱节点域剪切变形对结构侧移的影响；对箱形柱框架、中心支撑框架和高度不超过 50m 的钢结构，其层间位移计算可不计入梁柱节点域剪切变形的影响，近似按框架轴线进行分析。

钢框架-支撑结构的斜杆可按端部铰接杆计算；其框架部分按刚度分配计算得到的地震层剪力应乘以调整系数，达到不小于结构底部总地震剪力的 25%和框架部分计算最大层剪力 1.8 倍二者中的较小值。

中心支撑框架的斜杆轴线偏离梁柱轴线交点不超过支撑杆件的宽度时，仍可按中心支撑框架分析，但应计及由此产生的附加弯矩。

偏心支撑框架中，与消能梁段相连构件的内力设计值应按下列要求调整：

支撑斜杆的轴力设计值，应取与支撑斜杆相连接的消能梁段达到受剪承载力时支撑斜杆轴力与增大系数的乘积。

位于消能梁段同一跨的框架梁内力设计值，应取消能梁段达到受剪承载力时框架梁内力与增大系数的乘积。

框架柱的内力设计值，应取消能梁段达到受剪承载力时柱内力与增大系数的乘积。

钢结构转换构件下的钢框架柱，其地震内力应乘以增大系数。

以上各内力设计值的调整系数均应按 GB 50011 的要求选用。

钢框架梁的上翼缘采用抗剪连接件与组合楼板连接时，可不验算地震作用下的整体稳定。

四、构件的设计计算

整体计算完成后，对构件进行规范检验时，各参数的取值必须按本部分内容和相关规范的要求正确选取，参数选取不当会导致检验的结论错误。因此所有计算机的计算结果均应经分析判断确认其合理、有效后，方可用于工程设计，且设计内力还应按本节第三条的要求进行调整。主厂房框架支撑构件宜按其最大轴力进行设计。

1. 框架梁的设计

（1）主平面内受弯的实腹构件，其抗弯强度按下式计算：

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}}+\frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}}\leqslant f \tag{6-3}$$

式中 M_x——绕 x 轴弯矩，N·mm；

M_y——绕 y 轴弯矩，N·mm；

W_{nx}——对 x 轴的净截面模量，mm^3；

W_{ny}——对 y 轴的净截面模量，mm^3；

γ_x、γ_y——截面塑性发展系数，对工字形截面 γ_x=1.05、γ_y=1.2，箱形截面 $\gamma_x=\gamma_y$=1.05；

f——钢材抗弯强度设计值，N/mm^2。

（2）在主平面内受弯的实腹构件抗剪强度按下式计算：

$$\tau=\frac{VS}{It_w}\leqslant f_v \tag{6-4}$$

式中 V——钢梁中的剪力，N；

S——计算剪应力处以上毛截面对中和轴的面积矩，mm^3；

I——钢梁毛截面的惯性矩，mm^4；

t_w——钢梁腹板厚度，mm；

f_v——钢材抗剪强度设计值，N/mm^2。

（3）梁上翼缘受有沿腹板平面作用的几种荷载，且该处未设置支承加劲肋时，腹板计算高度上边缘的局部承压强度按下式计算：

$$\sigma_c=\frac{\psi F}{t_w l_z}\leqslant f \tag{6-5}$$

$$l_z=a+5h_y+2h_R \tag{6-6}$$

式中 ψ——集中荷载增大系数，重级工作制吊车梁取 1.35，其他梁取 1；

F——集中荷载，对动力荷载应考虑动力系数，N；

l_z——集中荷载在腹板计算高度上边缘的假定分布长度，mm；

f——钢材抗压强度设计值，N/mm^2；

a——集中荷载沿梁跨度方向的支承长度，对钢轨上的轮压可取 50，mm；

h_y——自梁顶面至腹板计算高度上边缘的距离，mm；

h_R——轨道的高度，对梁顶无轨道的梁取 0，mm。

梁腹板计算高度边缘处同时受有较大正应力、剪应力、局部压应力时，按下式计算折算应力：

$$\sqrt{\sigma^2+\sigma_c^2-\sigma\sigma_c+3\tau^2}\leqslant\beta_1 f \tag{6-7}$$

式中 σ、σ_c、τ——腹板计算高度边缘同一点上同时产生的正应力、剪应力和局部压

应力，N/mm²；

β_1 ——计算折算应力的强度设计值增大系数，当 σ 与 σ_c 异号时取 1.2，当 σ 与 σ_c 同号或 σ_c=0 时取 1.1。

（4）最大刚度主平面内受弯的构件，其整体稳定性按下式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} \leqslant f \tag{6-8}$$

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4320}{\lambda_y^2} \times \frac{Ah}{W_x}\left[\eta_b + \sqrt{1+\left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h}\right)^2}\right] \times \frac{235}{f_y} \tag{6-9}$$

$$\lambda_y = l_1 / i_y$$

式中　M_x——绕 x 轴弯矩，N·mm；

W_x——按受压纤维确定的梁毛截面模量，mm³；

φ_b——等截面焊接工字型和轧制 H 型钢简支梁绕强轴弯曲所确定的整体稳定系数；

β_b——梁整体稳定的等效临界弯矩系数，按表 6-5 采用；

λ_y——梁在侧向支承点间对截面弱轴 y-y 的长细比；

A——梁的毛截面面积，mm²；

h、t_1——截面全高和受压翼缘厚度，mm；

η_b——截面不对称影响系数；

l_1——跨中无侧向支承点时为梁跨，在跨中有侧向支承点时为侧向支承点的间距，mm；

i_y——梁毛截面对 y 截面的回转半径，mm。

注：对双轴对称截面，η_b=0。对单轴对称工字形截面：加强受压翼缘，$\eta_b = 0.8(2\alpha_b - 1)$；加强受拉翼缘，$\eta_b = 2\alpha_b - 1$；$\alpha_b = \frac{I_1}{I_1 + I_2}$，式中 I_1 和 I_2 分别为受压翼缘和受拉翼缘对 y 轴的惯性矩。当计算 φ_b >0.6 时，应用下式计算的 φ_b' 值代替 φ_b：

$$\varphi_b' = 1.07 - \frac{0.282}{\varphi_b} \leqslant 1.0 \tag{6-10}$$

表 6-5　　H 型钢和等截面工字形简支梁的等效临界弯矩系数 β_b

项次	侧向支承	荷　载		$\xi \leqslant 2.0$	$\xi > 2.0$	适用范围
1	跨中无侧向支承	均布荷载作用在	上翼缘	$0.69 + 0.13\xi$	0.95	双轴对称焊接工字形截面、轧制工字形截面
2			下翼缘	$0.73 - 0.20\xi$	1.33	
3		集中荷载作用在	上翼缘	$0.73 + 0.18\xi$	1.09	
4			下翼缘	$2.23 - 0.28\xi$	1.67	
5	跨度中间一个侧向支承	均布荷载作用在	上翼缘	1.15		所有 H 型钢和工字形简支梁
6			下翼缘	1.40		
7		集中荷载作用在高度任意位置		1.75		
8	跨度中有不少于两个等距离侧向支承	任意荷载作用在	上翼缘	1.2		
9			下翼缘	1.4		
10	梁端有弯矩，跨中无荷载			$1.75 - 1.05\left(\frac{M_2}{M_1}\right) + 0.3\left(\frac{M_2}{M_1}\right)^2$，但不大于 2.3		

注　1. ξ 为参数，$\xi = \frac{l_1 t_1}{b_l h}$，其中 b_l 为梁翼缘宽度，单位为 mm。

2. M_1、M_2 为梁端弯矩，使梁产生同向曲率时取同号，产生反向曲率时取异号，$|M_1| \geqslant |M_2|$。

3. 表中项次 8、9，当集中荷载作用在侧向支承点处时，取 β_b=1.20。

（5）在两个主平面内受弯的 H 型钢截面或工字形截面构件，其整体稳定性按下式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_y}{\gamma_y W_y} \leqslant f \tag{6-11}$$

式中　M_x——绕 x 轴弯矩，N·mm；

M_y——绕 y 轴弯矩，N·mm；

W_x——按受压纤维确定的对 x 轴的毛截面模量，mm³；

W_y——按受压纤维确定的对 y 轴的毛截面模量，mm³；

φ_b——绕强轴弯曲所确定的整体稳定系数，按式（6-9）、式（6-10）计算取值；

γ_y——截面塑性发展系数，对工字形截面 γ_y=1.2，箱形截面 γ_y=1.05；

f——钢材抗弯强度设计值，N/mm²。

（6）弯矩作用在主平面内的拉弯构件和压弯构

件，强度按下式计算：

$$\frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leqslant f \qquad (6\text{-}12)$$

式中 N——构件中的轴力，N；

A——构件的截面积，mm^2；

M_x——绕 x 轴弯矩，N·mm；

M_y——绕 y 轴弯矩，N·mm；

W_{nx}——按受压纤维确定的对 x 轴的毛截面模量，mm^3；

W_{ny}——按受压纤维确定的对 y 轴的毛截面模量，mm^3；

γ_x、γ_y——截面塑性发展系数，对工字形截面 γ_x=1.05、γ_y=1.2，箱形截面 $\gamma_x=\gamma_y$=1.05。

当压弯构件受压翼缘的自由外伸宽度与其厚度之比大于 $13\sqrt{235/f_y}$ 而不超过 $15\sqrt{235/f_y}$ 时，应取 γ_x=1。需要计算疲劳的拉弯、压弯构件，宜取 $\gamma_x=\gamma_y$=1.0。

（7）除顶层和出屋面房间的梁外，人字形支撑和V形支撑的框架梁在支撑连接处应保持连续，并按不计入支撑支点作用的梁验算重力荷载和支撑屈曲时不平衡力作用下的承载力；不平衡力应按受拉支撑的最小屈服承载力和受压支撑最大屈曲承载力的0.3倍计算。

2．框架柱的设计

（1）柱计算长度的确定。单层或多层框架等截面柱，在框架平面内的计算长度应等于该层柱的高度乘以长度系数 μ。框架分为无支撑的纯框架和有支撑框架，有支撑框架根据抗侧移刚度的大小，分为强支撑框架和弱支撑框架。

1）无支撑纯框架。

a．当采用一阶弹性分析方法计算内力时，框架柱的计算长度系数 μ 按表6-6确定。

b．当采用二阶弹性分析方法计算内力且在每层柱顶附加考虑假想水平力时，框架柱的计算长度系数 μ=1。

表6-6　有侧移框架柱的计算长度系数 μ

K_2 \ K_1	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4	5	≥10
0	∞	6.02	4.46	3.42	3.01	2.78	2.64	2.33	2.17	2.11	2.08	2.07	2.03
0.05	6.02	4.16	3.47	2.86	2.58	2.42	2.31	2.07	1.94	1.90	1.87	1.86	1.83
0.1	4.46	3.47	3.01	2.56	2.33	2.20	2.11	1.90	1.79	1.75	1.73	1.72	1.70
0.2	3.42	2.86	2.56	2.23	2.05	1.94	1.87	1.70	1.60	1.57	1.55	1.54	1.52
0.3	3.01	2.58	2.33	2.05	1.90	1.80	1.74	1.58	1.49	1.46	1.45	1.44	1.42
0.4	2.78	2.42	2.20	1.94	1.80	1.71	1.65	1.50	1.42	1.39	1.37	1.37	1.35
0.5	2.64	2.31	2.11	1.87	1.74	1.65	1.59	1.45	1.37	1.34	1.32	1.32	1.30
1	2.33	2.07	1.90	1.70	1.58	1.50	1.45	1.32	1.24	1.21	1.20	1.19	1.17
2	2.17	1.94	1.79	1.60	1.49	1.42	1.37	1.24	1.16	1.14	1.12	1.12	1.10
3	2.11	1.90	1.75	1.57	1.46	1.39	1.34	1.21	1.14	1.11	1.10	1.09	1.07
4	2.08	1.87	1.73	1.55	1.45	1.37	1.32	1.20	1.12	1.10	1.08	1.08	1.06
5	2.07	1.86	1.72	1.54	1.44	1.37	1.32	1.19	1.12	1.09	1.08	1.07	1.05
≥10	2.03	1.83	1.70	1.52	1.42	1.35	1.30	1.17	1.10	1.07	1.06	1.05	1.03

注 1．表中的计算长度系数 μ 值按下式计算：

$$\left[36K_1K_2 - \left(\frac{\pi}{\mu}\right)^2\right]\sin\frac{\pi}{\mu} + 6(K_1+K_2)\frac{\pi}{\mu}\times\cos\frac{\pi}{\mu} = 0$$

式中 K_1、K_2——相交于柱上端、柱下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值，当横梁远端为铰接时，应将横梁线刚度乘以0.5，当横梁远端为嵌固时，则应乘以2/3。

2．当横梁与柱铰接时，取横梁线刚度为零。

3．对底层框架柱：当柱与基础铰接时，取 K_2=0（对平板支座可取 K_2=0.1）；当柱与基础刚接时，取 K_2=10。

4．当与柱刚性连接的横梁所受轴心压力 N_b 较大时，横梁线刚度应乘以折减系数 α_N：

横梁远端与柱刚接时：　$\alpha_N = 1 - N_b/(4N_{Eb})$

横梁远端铰支时：　$\alpha_N = 1 - N_b/N_{Eb}$

横梁远端嵌固时：　$\alpha_N = 1 - N_b/(2N_{Eb})$

$$N_{Eb} = \pi^2 EI_b / l^2$$

式中 I_b——横梁截面惯性矩；

l——横梁长度。

2）有支撑框架。

当支撑结构（支撑桁架、剪力墙、电梯井等）的侧移刚度 S_b（产生单位侧倾角的水平力）满足式（6-13）的要求时，为强支撑框架，框架柱的计算长度系数 μ 按表 6-7 确定。

$$S_b \geqslant 3(1.2\sum N_{bi} - \sum N_{0i}) \tag{6-13}$$

式中　ΣN_{bi}、ΣN_{0i}——第 i 层层间所有框架柱用无侧移框架和有侧移框架柱计算长度系数算得的轴压杆稳定承载力之和，N。

当支撑结构的侧移刚度 S_b 不满足式（6-13）的要求时，为弱支撑框架，框架柱的轴压杆稳定系数 φ 按式（6-14）计算：

$$\varphi = \varphi_0 + (\varphi_1 - \varphi_0)\frac{S_b}{3(1.2\sum N_{bi} - \sum N_{0i})} \tag{6-14}$$

式中　φ_0、φ_1——稳定系数，根据由表 6-7 和表 6-6 得出的 μ 值按 GB 50017 规定计算选取。

表 6-7　　无侧移框架柱的计算长度系数 μ

K_2 \ K_1	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4	5	≥10
0	1.000	0.990	0.981	0.964	0.949	0.935	0.922	0.875	0.820	0.791	0.773	0.760	0.732
0.05	0.990	0.981	0.971	0.955	0.940	0.926	0.914	0.867	0.814	0.784	0.766	0.754	0.726
0.1	0.981	0.971	0.962	0.946	0.931	0.918	0.906	0.860	0.807	0.778	0.760	0.748	0.721
0.2	0.964	0.955	0.946	0.930	0.916	0.903	0.891	0.846	0.795	0.767	0.749	0.737	0.711
0.3	0.949	0.940	0.931	0.916	0.902	0.889	0.878	0.834	0.784	0.756	0.739	0.728	0.701
0.4	0.935	0.926	0.918	0.903	0.889	0.877	0.866	0.823	0.774	0.747	0.730	0.719	0.693
0.5	0.922	0.914	0.906	0.891	0.878	0.866	0.855	0.813	0.765	0.738	0.721	0.710	0.685
1	0.875	0.867	0.860	0.846	0.834	0.823	0.813	0.774	0.729	0.704	0.688	0.677	0.654
2	0.820	0.814	0.807	0.795	0.784	0.774	0.765	0.729	0.686	0.663	0.648	0.638	0.615
3	0.791	0.784	0.778	0.767	0.756	0.747	0.738	0.704	0.663	0.640	0.625	0.616	0.593
4	0.773	0.766	0.760	0.749	0.739	0.730	0.721	0.688	0.648	0.625	0.611	0.601	0.580
5	0.760	0.754	0.748	0.737	0.728	0.719	0.710	0.677	0.638	0.616	0.601	0.592	0.570
≥10	0.732	0.726	0.721	0.711	0.701	0.693	0.685	0.654	0.615	0.593	0.580	0.570	0.549

注　1．表中的计算长度系数 μ 值按下式计算：

$$\left[36K_1K_2 - \left(\frac{\pi}{\mu}\right)^2\right]\sin\frac{\pi}{\mu} + 6(K_1 + K_2)\frac{\pi}{\mu}\times\cos\frac{\pi}{\mu} = 0$$

式中　K_1、K_2——相交于柱上端、柱下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。当横梁远端为铰接时，应将横梁线刚度乘以 1.5，当横梁远端为嵌固时，则将横梁线刚度乘以 2。

2．当横梁与柱铰接时，取横梁线刚度为零。

3．对底层框架柱：当柱与基础铰接时，取 K_2=0（对平板支座可取 K_2=0.1）；当柱与基础刚接时，取 K_2=10。

4．当与柱刚性连接的横梁所受轴心压力 N_b 较大时，横梁线刚度应乘以折减系数 α_N：

横梁远端与柱刚接和铰支时：　$\alpha_N = 1 - N_b / N_{Eb}$

横梁远端嵌固时：　$\alpha_N = 1 - N_b / (2N_{Eb})$

$$N_{Eb} = \pi^2 EI_b / l_2$$

式中　I_b——横梁截面惯性矩；

l——横梁长度。

3）在确定下列情况的框架柱计算长度系数时应考虑：

附有摇摆柱（两端铰接柱）的无支撑纯框架柱和弱支撑框架柱的计算长度系数应乘以增大系数 η：

$$\eta = \sqrt{1 + \frac{\Sigma(N_1 / H_1)}{\Sigma(N_f / H_f)}} \tag{6-15}$$

式中　$\Sigma(N_f / H_f)$——各框架柱轴心压力设计值与柱子高度比值之和，N/mm；

$\Sigma(N_1 / H_1)$——各摇摆柱轴心压力设计值与柱子高度比值之和，N/mm。

当与计算柱同层的其他柱或与计算柱连续的上下层柱的稳定承载力有潜力时，可利用这些柱的支持作用，对计算柱的计算长度系数进行折减，提供支持作用的柱的计算长度系数则应相应增大。

当梁与柱的连接为半刚性构造时，确定柱计算长度应考虑节点连接的特性。

（2）柱长细比应满足以下规定：对于钢框架结构，框架柱的长细比，一级不应大于 $60\sqrt{235/f_{ay}}$，二级不应大于 $80\sqrt{235/f_{ay}}$，三级不应大于 $100\sqrt{235/f_{ay}}$，四级不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$。

（3）主厂房框架柱一般按弯矩作用在对称轴平面内（绕 x 轴）的实腹式压弯构件进行设计，其稳定性计算分两种，弯矩作用在平面内的稳定性计算，按以下公式计算：

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{\gamma_x W_{1x}\left(1-0.8\dfrac{N}{N'_{EX}}\right)}\leqslant f \tag{6-16}$$

式中 N——构件中的轴力，N；

φ_x——轴心受压构件平面内的稳定系数，应根据构件的长细比、钢材屈服强度和截面分类按 GB 50017 的规定选取；

A——构件的截面面积，mm^2；

β_{mx}——等效弯矩系数，按 GB 50017 中规定取用；

M_x——绕 x 轴弯矩，N·mm；

W_{1x}——按受压纤维确定的对 x 轴的毛截面模量，mm^3；

N'_{EX}——参数，按 GB 50017 中规定取用；

f——钢材抗弯强度设计值，N/mm^2。

弯矩作用在平面外的稳定性计算，按下式计算：

$$\frac{N}{\varphi_y A}+\eta\frac{\beta_{tx}M_x}{\varphi_b W_{1x}}\leqslant f \tag{6-17}$$

式中 φ_y——轴心受压构件平面外的稳定系数，应根据构件的长细比、钢材屈服强度和截面分类按 GB 50017 的规定选取；

β_{tx}——等效弯矩系数，按 GB 50017 的规定取用；

φ_b——绕强轴弯曲所确定的整体稳定系数，按式（6-9）、式（6-10）计算取值。

其余符号同式（6-16）。

（4）主厂房柱的抗震验算：梁和柱应满足钢框架节点处的抗震承载力验算的规定。

除下列情况外，应满足节点左右梁端和上下柱端的全塑性承载力要求：

1）柱所在楼层的受剪承载力比相邻上一层的受剪承载力高 25%。

2）柱轴压比不超过 0.4，或 $N_2\leqslant\varphi A_c f$[$N_2$ 为 2 倍地震作用下的组合轴力设计值；φ 为柱的稳定系数；A_c 按式（6-19）计算；f 按式（6-16）计算]。

3）与支撑斜杆相连的节点。

节点左右梁端和上下柱端的全塑性承载力按下式计算：

等截面梁：

$$\sum W_{pc}(f_{yc}-N/A_c)\geqslant\eta\sum W_{pb}f_{yb} \tag{6-18}$$

端部翼缘变截面梁：

$$\sum W_{pc}(f_{yc}-N/A_c)\geqslant\sum(\eta W_{pb1}f_{yb}+V_{pb}S) \tag{6-19}$$

式中 W_{pc}、W_{pb}——交汇于节点的柱和梁的塑性截面模量，mm^3；

W_{pb1}——梁塑性铰所在截面的梁塑性截面模量，mm^3；

f_{yc}、f_{yb}——柱和梁的钢材屈服强度，N/mm^2；

N——地震组合的柱轴力，N；

A_c——框架柱的截面面积，mm^2；

η——强柱系数，一级取 1.15，二级取 1.10，三级取 1.05；

V_{pb}——梁塑性铰剪力，N；

S——塑性铰至柱面的距离，塑性铰可取梁端部变截面翼缘的最小处，mm。

当不满足式（6-18）及式（6-19）时，可采用柱断面加大或其他构造措施。

3. 框架支撑的设计

（1）中心支撑杆件的长细比，按压杆设计时，不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$；一～三级中心支撑不得采用拉杆设计，四级采用拉杆设计时，其长细比不应大于 180。

偏心支撑框架的支撑杆件长细比不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$。

（2）支撑构件可按轴心受拉和轴心受压构件设计。轴心受拉和轴心受压构件的强度计算公式分为两类。

除高强度螺栓摩擦型连接处外，按下式计算：

$$\delta=\frac{N}{A_n}\leqslant f \tag{6-20}$$

式中 N——构件中的轴力，N；

A_n——净截面面积，mm^2。

高强度螺栓摩擦型连接处的强度按下式计算：

$$\delta=\left(1-0.5\frac{n_1}{n}\right)\frac{N}{A_n}\leqslant f \tag{6-21}$$

$$\delta=\frac{N}{A}\leqslant f \tag{6-22}$$

式中 A——构件的截面面积，mm^2；

n——构件一端的高强螺栓数量；

n_1——截面处的高强螺栓数量。

实腹式轴心受压构件的稳定性按下式计算：

$$\delta=\frac{N}{\varphi A}\leqslant f \tag{6-23}$$

式中 φ——轴心受压构件的稳定系数（取截面两主

轴稳定系数中的较小者），应根据构件的长细比、钢材屈服强度和截面分类按 GB 50017 选取。

轴心受压构件的剪力按下式计算：

$$V=\frac{Af}{85}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \qquad (6\text{-}24)$$

式中　V——剪力，可以认为沿构件全长不变，N；

A——构件的截面面积，mm^2；

f——钢材抗弯强度设计值，N/mm^2；

f_y——钢材屈服强度，N/mm^2。

（3）中心支撑框架构件的抗震承载力验算应符合下列规定：

支撑斜杆的受压承载力应按下式验算：

$$N/(\varphi A_{br})\leqslant \psi f/\gamma_{WE} \qquad (6\text{-}25)$$

$$\psi=1/(1+0.35\lambda_n)$$

$$\lambda_n=(\lambda/\pi)\sqrt{f_{ay}/E}$$

式中　N——支撑斜杆的轴向力设计值，N；

φ——轴心受压构件的稳定系数，应根据构件的长细比、钢材屈服强度和截面分类，按 GB 50017 选取；

A_{br}——支撑斜杆的截面面积，mm^2；

ψ——受循环荷载时的强度降低系数；

f、f_{ay}——钢材强度设计值和屈服强度，N/mm^2；

γ_{WE}——支撑稳定破坏承载力抗震调整系数；

λ、λ_n——支撑斜杆的长细比和正则化长细比；

E——支撑斜杆钢材的弹性模量，N/mm^2。

（4）梁柱构件的侧向支承设计应符合下列要求：

1）梁柱构件受压翼缘应根据需要设置侧向支承。

2）梁柱构件在出现塑性铰的截面，上下翼缘均应设置侧向支承。

3）相邻两侧向支承点间的构件长细比应符合 GB 50017 的有关规定。

（5）对用作减少轴心受压构件（柱）自由长度的支撑，当轴线通过被撑构件截面剪心时，沿被撑构件屈曲方向的支撑力的计算方法分为四种：长度为 l 的单根柱设置一道撑；长度为 l 的单根柱设置 m 道等间距撑（或距离不等但与平均间距相比相差不超过10%）；被撑构件为多根柱组成的柱列，在柱高度中央附近设置一道支撑；当支撑同时承担结构上其他作用的效应时，其相应的轴力不与支撑力叠加。具体计算方法见 GB 50017。

4. 钢框架-偏心支撑结构消能梁段的设计

偏心支撑框架结构采用八字撑时，梁中段支撑与梁相交处之间的梁段，或采用单边撑时，支撑与梁相交处与柱间的梁段，可以设计为消能梁段。

消能梁段应符合下列要求：

（1）当 $N>0.16Af$ 时，消能梁段的长度应符合下列规定：

当 $\rho(A_w/A)<0.3$ 时：

$$a<1.6M_{lp}/V_l \qquad (6\text{-}26)$$

当 $\rho(A_w/A)\geqslant 0.3$ 时：

$$a\leqslant[1.15-0.5\rho(A_w/A)]1.6M_{lp}/V_l \qquad (6\text{-}27)$$

$$\rho=N/V$$

式中　a——消能梁段的长度，mm；

ρ——消能梁段轴向力设计值与剪力设计值之比；

N、V——消能梁段的轴力设计值和剪力设计值，N；

V_l——梁段受剪承载力，N；

M_{lp}——消能梁段的全塑性受弯承载力，N·mm；

A、A_w——消能梁段的截面面积和腹板截面面积，mm^2。

（2）消能梁段一般处于轴力、弯矩、剪力共同作用的复杂应力状态，宜按剪切屈服极限状态或弯剪屈服极限状态设计。

消能梁段的受剪承载力应符合下列要求：

当 $N\leqslant 0.15Af$ 时：

$$V\leqslant \Phi V_l/\gamma_{RE} \qquad (6\text{-}28)$$

$$V_l=0.58A_w f_{ay} \text{ 或 } V_l=2M_{lp}/a \text{（取较小值）}$$

$$A_w=(h-2t_f)t_w$$

$$M_{lp}=fW_p$$

当 $N>0.15Af$ 时：

$$V\leqslant \Phi V_{lc}/\gamma_{RE} \qquad (6\text{-}29)$$

$$V_{lc}=0.58A_w f_{ay}/\sqrt{1-[N/(Af)]^2}$$

或　$$V_{lc}=2.4M_{lp}[1-N/(Af)]/a \text{（取较小值）}$$

式中　N、V——消能梁段的轴力设计值和剪力设计值，N；

V_l、V_{lc}——梁段受剪承载力和计入轴力影响的受剪承载力，N；

M_{lp}——消能梁段的全塑性受弯承载力，N·mm；

A、A_w——消能梁段的截面面积和腹板截面面积，mm^2；

W_p——消能梁段的塑性截面模量，mm^3；

a、h——消能梁段的净长和截面高度，mm；

t_w、t_f——消能梁段的腹板厚度和翼缘厚度，mm；

f、f_{ay}——消能梁段钢材的抗压强度设计值和屈服强度，N/mm^2；

Φ——系数，可取 0.9；

γ_{RE}——消能梁段承载力抗震调整系数，取 0.75。

支撑斜杆与消能梁段连接的承载力不得小于支撑的承载力。若支撑需抵抗弯矩，支撑与梁的连接应按抗压弯连接设计。

第四节 构 造 要 求

一、钢结构的局部稳定要求

（1）在受压构件中，外伸宽度 b 与其厚度 t 之比：

1）轴心受压构件：

$$\frac{b}{t} \leqslant (10+0.1\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (6\text{-}30)$$

2）压弯构件：

$$\frac{b}{t} \leqslant 13\sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (6\text{-}31)$$

（2）在工字形及 H 形截面的受压构件中，腹板计算高度 h_0 与其厚度 t_w 之比：

1）轴心受压构件：

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant (25+0.5\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (6\text{-}32)$$

2）压弯构件：

当 $0 \leqslant \alpha_0 \leqslant 1.6$ 时：

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant (16\alpha_0+0.5\lambda+25)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (6\text{-}33)$$

当 $1.6 < \alpha_0 \leqslant 2.0$ 时：

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant (48\alpha_0+0.5\lambda-26.2)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (6\text{-}34)$$

式中 α_0——与构件应力有关的参数，按 GB 50017 选取。

（3）在箱形截面的受压构件中，受压构件的腹板计算高度 h_0 与其厚度 t_w 之比：

1）轴心受压构件：

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant 40\sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (6\text{-}35)$$

2）压弯构件的 h_0/t_w 不应超过式（6-33）或式（6-34）右侧乘以 0.8 后的值。

（4）在 T 形截面受压构件中，腹板高度与其厚度之比不应超过下列数值：

1）轴心受压构件和弯矩使腹板自由边受拉的压弯构件：

热轧部分 T 型钢：

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant \left(15+0.2\lambda\sqrt{\frac{235}{f_y}}\right)$$

焊接 T 型钢：

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant \left(13+0.17\lambda\sqrt{\frac{235}{f_y}}\right)$$

2）弯矩使腹板自由边受压的压弯构件：

当 $\alpha_0 \leqslant 1.0$ 时：

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant 15\sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

当 $\alpha_0 > 1.0$ 时：

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant 18\sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

（5）圆管截面的受压构件，其外径与壁厚之比不应超过 100（$235/f_y$）。

二、钢结构抗震的构造要求

（1）中心支撑的板件宽厚比限值见表 6-8。

表 6-8 钢结构中心支撑板件宽厚比限值

板件名称	一级	二级	三级	四级
翼缘外伸部分	8	9	10	13
工字形截面腹板	25	26	27	33
箱形截面壁板	18	20	25	30
圆管外径与壁厚比	38	40	40	42

注 表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$，圆管应乘以 $235/f_{ay}$。

（2）框架梁、柱板件宽厚比应符合表 6-9 的规定。

表 6-9 框架梁、柱板件宽厚比限值

	板件名称	一级	二级	三级	四级
柱	工字形截面翼缘外伸部分	10	11	12	13
	工字形截面腹板	43	45	48	52
	箱形截面壁板	33	36	38	40
梁	工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	9	9	10	11
	箱形截面翼缘在两腹板之间部分	30	30	32	36
	工字形截面和箱形截面腹板	$72-120N_b/(Af) \leqslant 60$	$72-100N_b/(Af) \leqslant 65$	$80-110N_b/(Af) \leqslant 70$	$85-120N_b/(Af) \leqslant 75$

注 1. 表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材时，应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$。

2. $N_b/(Af)$ 为梁轴压比。

（3）偏心支撑框架梁消能梁段及与消能梁段同一

跨内的非消能梁段，其板件的宽厚比不应大于表 6-10 规定的限值。

表 6-10　　消能梁段板件宽厚比限值

板件名称		宽厚比限值
翼缘外伸部分		8
腹板	当 $N/(Af)\leq 0.14$ 时	$90[1-1.65N/(Af)]$
	当 $N/(Af)>0.14$ 时	$33[2.3-N/(Af)]$

注　表列数值适用于 Q235 钢，当材料为其他钢号时应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$，$N/(Af)$ 为梁轴压比。

消能梁段的构造应符号下列要求：

1）消能梁段的腹板不得贴焊补强板，也不得开洞。

2）消能梁段与支撑连接处，应在其腹板两侧配置加劲肋，加劲肋的高度应为梁腹板高度，一侧的加劲肋宽度不应小于（$b_f/2-t_w$），厚度不应小于 $0.75t_w$ 和 10mm 中的较大值。

3）消能梁段应按下列要求在其腹板上设置中间加劲肋：

a. 当 $a\leq 1.6M_{lp}/V_l$ 时，加劲肋间距不应大于（$30t_w-h/5$）。

b. 当 $2.6M_{lp}/V_l<a\leq 5M_{lp}/V_l$ 时，应在距消能梁段端部 $1.5b_f$ 处配置中间加劲肋，且中间加劲肋间距不应大于（$52t_w-h/5$）。

c. 当 $1.6M_{lp}/V_l<a\leq 2.6M_{lp}/V_l$ 时，中间加劲肋的间距宜在上述二者间线性插入。

d. 当 $a>M_{lp}/V_l$ 时，可不配置中间加劲肋。

e. 中间加劲肋应与消能梁段的腹板等高，当消能梁段截面高度不大于 640mm 时，可配置单侧加劲肋，消能梁段截面高度大于 640mm 时，应在两侧配置加劲肋，一侧加劲肋的宽度不应小于（$b_f/2-t_w$），厚度不应小于 t_w 和 10mm。

4）消能梁段与柱的连接应符合下列要求：

a. 消能梁段与柱连接时，其长度不得大于 $1.6M_{lp}/V_l$，且应满足相关标准的规定。

b. 消能梁段翼缘与柱翼缘之间应采用坡口全熔透对接焊缝连接，消能梁段腹板与柱之间应采用角焊缝（气体保护焊）连接；角焊缝的承载力不得小于消能梁段腹板的轴力、剪力和弯矩同时作用时的承载力。

c. 消能梁段与柱腹板连接时，消能梁段翼缘与横向加劲板间应采用坡口全熔透焊缝，其腹板与柱连接板间应采用角焊缝（气体保护焊）连接；角焊缝的承载力不得小于消能梁段腹板的轴力、剪力和弯矩同时作用时的承载力。

5）消能梁段两端上下翼缘应设置侧向支撑，支撑的轴力设计值不得小于消能梁段翼缘轴向承载力设计值的 6%，即 $0.06b_ft_ff$。

6）偏心支撑框架梁的非消能梁段上下翼缘应设置侧向支撑，支撑的轴力设计值不得小于梁翼缘轴向承载力设计值的 2%，即 $0.02b_ft_ff$。

7）框架-偏心支撑结构的框架部分，当房屋高度不高于 100m 且框架部分按计算分配的地震作用不大于结构底部总地震剪力的 25%时，一～三级的抗震构造措施可按框架结构降低一级的相应要求采用。其他抗震构造措施应符合 GB 50011—2010 中 8.3 节对框架结构抗震构造措施的规定。

第五节　节点连接计算

一、H 型钢柱的拼接连接

1. H 型钢柱拼接连接的一般要求

为方便现场施工和安装，通常框架柱的拼接连接接头宜设置在框架梁上方 1.2m 附近。为了便于制造和运输，减少柱的拼接连接节点数目，一般情况下，柱构件单元在满足运输长度限制的要求下，以 12～16m 长一根为宜。特大或特重的柱，其安装单元应根据起重、运输、吊装等机械设备的能力来确定。

H 型钢柱的拼接，其翼缘板的拼接主要有高强度螺栓+拼接板的双剪拼接，或翼缘板直接采用完全焊透的坡口对接焊缝连接；腹板的拼接主要采用高强度螺栓+拼接板的双剪拼接。拼接节点的设计可以遵循《钢结构连接节点设计手册》（第二版）中的相关要求。

H 形截面柱的拼接连接，当采用高强度螺栓连接时，翼缘和腹板的拼接连接板宜成对设置，在有弯矩作用的拼接连接节点中，拼接连接板的截面面积和截面抵抗矩均应大于母材的截面面积和截面抵抗矩。柱端面宜铣平、顶紧。

为确保柱的拼接连接节点的安装质量和架设的安全，在柱的拼接处须适当设置安装耳板作为临时固定。此时安装耳板的长度、宽度和厚度及其连接焊缝、临时固定的螺栓数目，应根据柱子安装单元的自重和安装时可能出现的最大阵风及其他施工荷载来确定。

柱需要改变截面时，一般常将变截面段设于梁与柱连接节点上方处，使柱在层间保持等截面。这样，柱外带悬臂梁段的不规则连接在工厂完成，以保证制作和安装质量。

变截面的坡度通常取 1:5 或 1:6。对边列柱变截面时，其连接尚应考虑由于上下柱中心偏离所产生的附加弯矩的影响。

2. H 型钢柱拼接连接的计算要求

柱的拼接连接节点，其设计计算方法通常有等强度设计法和实用设计法。在火电厂主厂房钢结构设计中，一般应采用等强度设计法。对于抗震设防要求较

低、荷载较小的次要柱可采用实用设计法。

等强度设计法是按被连接柱翼缘和腹板的净截面面积的等强度条件来进行拼接连接的设计。它多用于抗震设计或弹塑性设计结构中柱的拼接连接设计，以确保结构体的连续性、强度和刚度。

当柱的拼接连接采用焊接连接时，通常采用完全焊透的坡口对接焊缝连接，并采用引弧板施焊。此时，视焊缝与被连接翼缘和腹板是等强度的，不必进行焊缝的强度计算。如果H形截面柱的拼接连接采用柱翼缘焊缝连接、腹板高强度螺栓摩擦型连接时，翼缘的焊接连接通常也是采用完全焊透的坡口对接焊缝连接，并采用引弧板施焊。此时，视焊缝与被连接的翼缘是等强度的，不必进行焊缝强度的计算；而腹板连接所需的摩擦型连接的高强度螺栓及其拼接连接板，可按全部采用高强度螺栓进行拼接连接的有关要求来确定。

H形截面柱的翼缘和腹板全部采用高强度螺栓摩擦型连接时，参考《钢结构连接节点设计手册》（第二版）的规定采用等强度设计法进行柱翼缘和腹板拼接连接设计时，可按以下要求确定（见图6-10）：

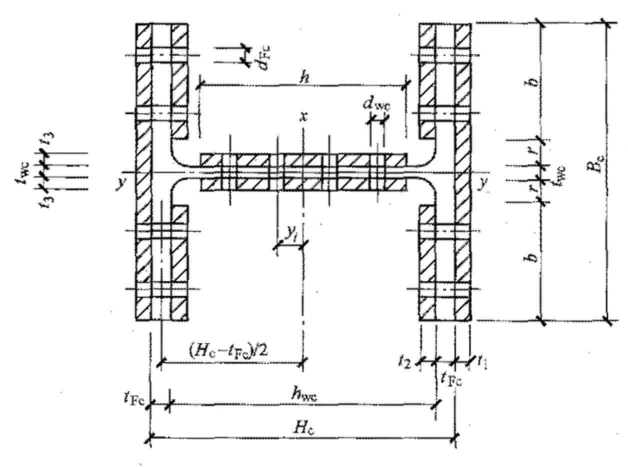


图6-10 柱拼接计算

（1）柱扣除高强度螺栓孔后的净截面模量（mm^3）可按下式计算：

$$W_n^c = I_n^c/(0.5H_c) \tag{6-36}$$

柱扣除高强度螺栓孔后的净截面惯性矩（mm^4）可按下式计算：

$$I_n^c = I_0^c - \frac{2n_{FP}d_{Fc}t_{Fc}^3}{12} - 2n_{FP}d_{Fc}t_{Fc}\left(\frac{H_c - t_{Fc}}{2}\right)^2 - \sum_i\left(\frac{1}{12}t_{wc}d_{wc}^a + t_{wc}d_{wc}y_i^2\right) \tag{6-37}$$

柱的毛截面惯性矩（mm^4）可按下式计算：

$$I_0^c = I_F^c + I_w^c \tag{6-38}$$

柱翼缘的毛截面惯性矩（mm^4）可按下式计算：

$$I_F^c = \frac{1}{2}B_c t_{Fc}(H_c - t_{Fc})^2 + \frac{1}{6}B_c t_{Fc}^3 \tag{6-39}$$

柱腹板的毛截面惯性矩（mm^4）可按下式计算：

$$I_w^c = \frac{1}{12}t_{wc}(H_c - 2t_{Fc})^3 \tag{6-40}$$

式中 H_c——柱的截面高度，mm；

n_{FP}——柱单侧翼缘计算削弱截面上的高强度螺栓数目，一般对单列布置 n_{FP}=2（翼缘上共有两列），对双列布置 n_{FP}=2（翼缘上共有四列），对错列布置可近似取 n_{FP}=3（翼缘上共有四列，但中间两列错列布置）；

d_{Fc}——柱翼缘的高强度螺栓孔径，mm；

t_{Fc}——柱的翼缘厚度，mm；

t_{wc}——柱的腹板厚度，mm；

d_{wc}——柱腹板的高强度螺栓孔径，mm；

y_i——柱截面中和轴至腹板的高强度螺栓孔中心的距离，mm；

B_c——柱的截面宽度（翼缘宽度），mm。

柱单侧翼缘扣除高强度螺栓孔后的净截面面积（mm^2）可按下式计算：

$$A_{nF}^c = B_c t_{Fc} - n_{FP}d_{Fc}t_{Fc} \tag{6-41}$$

柱腹板扣除高强度螺栓孔后的净截面面积（mm^2）可按下式计算（也可近似地取腹板毛截面面积的0.85倍）：

$$A_{nw}^c = t_{wc}h_{wc} - n_{wP}t_{wc}d_{wc} \tag{6-42}$$

式中 h_{wc}——柱腹板的高度，mm；

n_{wP}——柱腹板计算削弱截面上的高强度螺栓数目。

其他参数按前文参数说明。

（2）按照等强度条件，拼接连接的承载力设计值应等于柱子板件的承载力设计值。此时柱子单侧翼缘连接所需的高强度螺栓数目应按下式计算：

$$n_{Fc} \geqslant \frac{W_n^c f}{(H_c - t_{Fc})N_v^{bH}} \tag{6-43}$$

式中 N_v^{bH}——一个摩擦型高强度螺栓的抗剪承载力设计值，N。

其他参数按前文参数说明。

此时柱腹板连接所需的高强度螺栓数目应按下式计算：

$$n_{wc} \geqslant \frac{A_{nw}^c f}{N_v^{bH}} \tag{6-44}$$

式中参数按前文参数说明。

（3）柱翼缘和腹板拼接连接板的截面尺寸可按以下要求确定：

1）为使拼接连接节点具有足够的强度，保持柱刚度的连续性，在确定柱翼缘和腹板的拼接连接板时，

应同时满足下列公式的要求：

$$A_{nF}^{PL} \geqslant A_{nF}^{c}$$
$$A_{nw}^{PL} \geqslant A_{nw}^{c} \qquad (6\text{-}45)$$
$$W_{n}^{PL} \geqslant W_{n}^{c}$$

式中　A_{nF}^{PL}——柱单侧翼缘连接板扣除高强度螺栓孔后的净截面面积，mm^2；

A_{nF}^{c}——按式（6-41）计算；

A_{nw}^{PL}——柱腹板拼接连接板扣除高强度螺栓孔后的净截面面积，mm^2；

A_{nw}^{c}——按式（6-42）计算；

W_{n}^{PL}——柱翼缘和腹板的拼接连接板扣除高强度螺栓孔后的净截面模量，mm^3；

W_{n}^{c}——按式（6-36）计算。

2）柱翼缘拼接连接板的设置，原则上应采用双剪连接；在确定柱翼缘拼接连接板时，应考虑连接板的对称性和互换性的施工特点。一般情况下，翼缘外侧拼接连接板的宽度可取与翼缘同宽。

外侧板厚可按下式计算，且不宜小于8mm：

$$t_1 = \frac{1}{2}t_{Fc} + (2 \sim 5)\text{mm} \qquad (6\text{-}46)$$

内侧板厚可按下式计算，且不宜小于10mm：

$$t_2 = \frac{t_{Fc}B_c}{4b} + (3 \sim 6)\text{mm} \qquad (6\text{-}47)$$

式中　b——翼缘内侧拼接连接板的宽度，mm。

其他参数按前文参数说明。

3）柱腹板的拼接连接板，一般均应在腹板两侧成对配置，即采用双剪连接，腹板拼接连接板的厚度可按下式计算，且不宜小于6mm：

$$t_3 = \frac{t_{wc}h_{wc}}{2h} + (1 \sim 3)\text{mm} \qquad (6\text{-}48)$$

式中　h_{wc}——柱的腹板高度，mm；

h——腹板拼接连接板（水平方向）的长度，mm。

（4）柱拼接连接的抗震验算：等强度设计法多用于结构按抗震设计或弹塑性设计中柱的拼接连接设计，以保证构件的连续性、强度和刚度。因此此处应对H型钢柱拼接节点做抗震验算。抗震验算时，螺栓孔等对构件全截面的削弱率不应大于25%。

按抗震设计的主厂房钢结构柱连接节点，在按弹性设计时，连接节点的极限受弯承载力应符合下列要求：

$$M_u \geqslant \eta_j M_{pc} \qquad (6\text{-}49)$$

式中　η_j——连接系数，可按表6-11采用；

M_{pc}——考虑轴力影响时柱的塑性受弯承载力，N·mm。

表6-11　钢结构抗震设计的连接系数 η_j

母材牌号	梁柱连接		支撑连接，构件拼接		柱脚	
	焊接	螺栓连接	焊接	螺栓连接		
Q235	1.40	1.45	1.25	1.30	埋入式	1.2
Q345	1.30	1.35	1.20	1.25	外包式	1.2

注　1．屈服强度高于Q345的钢材，按Q345的规定采用。
2．翼缘焊接腹板栓接时，连接系数分别按表中连接型式取用。

二、梁与柱的连接

1．梁与柱连接节点设计的一般规定

设计梁与柱的连接节点时，必须能安全地传递被连接件的轴力、弯矩和剪力。梁与柱的连接通常是采用柱贯通型的连接型式，梁与H形截面柱的连接还可分梁与柱强轴方向的连接和柱弱轴方向的连接。

当梁与柱为铰接连接时，连接只能传递梁端的剪力，而不能或只能传递很少量的弯矩。梁与柱的铰接连接一般仅将梁的腹板与柱翼缘或腹板相连，或将梁简支于设置在柱端的支托上；其连接可采用焊接或高强度螺栓连接。当连接与梁端剪力存在偏心时，连接除了按梁端剪力计算外，尚须考虑偏心弯矩的影响。

梁与柱的刚性连接，除能传递梁端剪力外，还能传递梁端截面的弯矩，而且这种连接能保持被连接构件的连续性。

2．梁与柱的铰接连接

（1）梁与柱的铰接连接，当采用连接板与柱的连接为双面角焊缝连接时，连接板与柱相连的角焊缝强度可按以下公式计算：

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7 h_f l_w}$$
$$\sigma_M = \frac{M_e}{W_w} \qquad (6\text{-}50)$$
$$\sigma_{fs} = \sqrt{(\tau_v)^2 + (\sigma_M)^2} \leqslant f_f^w$$

式中　V——剪力，N；

h_f——焊缝高度，mm；

l_w——焊缝长度，mm；

M_e——设计弯矩，N·mm；

W_w——截面模量，mm^3；

f_f^w——焊缝的强度，N/mm^2。

（2）梁与柱的铰接连接，当采用高强度螺栓连接时，可参见图6-11。

高强度螺栓的计算除了考虑作用在梁端部的剪力外，尚应考虑由于偏心所产生的附加弯矩。

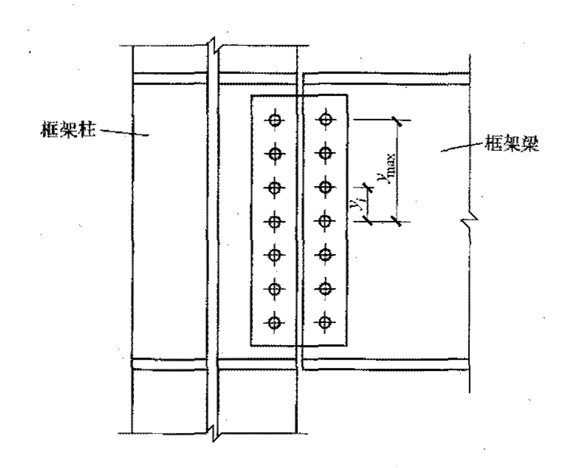


图 6-11 梁与柱弱轴采用高强螺栓铰接连接的示意图

连接的高强度螺栓可按下列公式计算：

剪力作用下的高强螺栓受力为：

$$N_v = \frac{V}{n} \tag{6-51}$$

式中 n——螺栓数。

在偏心弯矩 M_e 作用下，边行受力最大的高强度螺栓所受的力为：

$$N_M = \frac{M_e y_{max}}{\sum y_i^2} \tag{6-52}$$

式中 y_i、y_{max}——螺栓距梁中心线距离，mm。

在剪力和偏心弯矩 M_e 作用下，边行受力最大的高强度螺栓所受的力为：

$$N_{smax} = \sqrt{(N_v)^2 + (N_m)^2} \leqslant N_v^{bH} \tag{6-53}$$

式中 N_v^{bH}——一个摩擦型高强度螺栓的抗剪承载力设计值，N。

3. 梁与柱刚性连接的基本要求

梁与柱的刚性连接（见图 6-12）型式一般采用以下两种：梁端与柱的连接全部采用焊缝连接；梁翼缘与柱的连接采用焊缝连接，梁腹板与柱的连接采用高强度螺栓摩擦型连接。

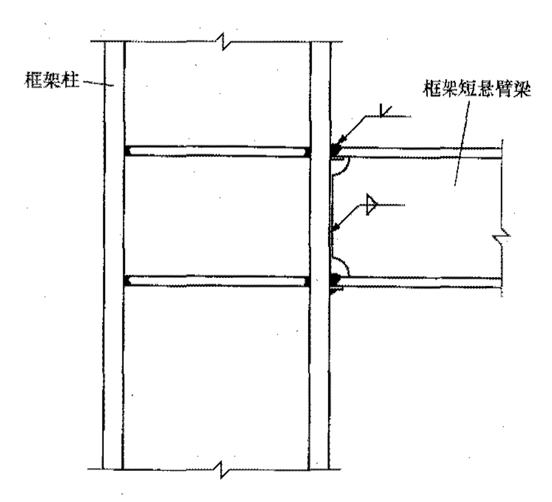


图 6-12 梁与柱强轴焊接刚性连接的示意图

采用梁与柱的刚性连接进行设计时，柱悬臂短梁与中间区段梁的连接，应按梁与梁的拼接连接进行设计。

悬臂短梁与柱的刚性连接节点应满足以下要求：

（1）柱与梁刚接时，宜将柱腹板置于刚接框架平面内。

（2）梁翼缘和腹板与柱的连接，在梁端弯矩和剪力的共同作用下，应具有足够的承载力。

（3）梁翼缘的内力以集中力作用于柱的部分不能产生局部破坏，因此柱在梁翼缘对应位置应设置横向加劲肋，加劲肋厚度不应小于梁翼缘厚度，强度与梁翼缘相同。

（4）抗震设计的结构或按塑性设计的结构，采用焊缝或高强度螺栓连接的梁柱连接节点应具有充分的转动能力。一级和二级抗震时，宜采用能将塑性铰自梁端外移的端部扩大型连接、梁端加盖板或骨形连接。

（5）框架梁采用悬臂梁段与柱刚性连接时，悬臂梁段与柱应采用全焊接连接，此时上下翼缘焊接的型式应相同，梁翼缘与柱的连接多采用设有引弧板的完全焊透的坡口对接焊缝连接，一、二级抗震时，应检验焊缝的 V 形切口冲击韧性，其夏比冲击韧性在−20℃时不低于 27J。梁的现场拼接可采用翼缘焊接、腹板螺栓连接或全部螺栓连接。

（6）腹板与柱的连接可采用焊缝连接，当板厚不大于 16mm 时可采用双面角焊缝，焊缝有效厚度应满足等强度要求，且不小于 5mm；板厚大于 16mm 时宜采用 K 形坡口对接焊缝。该焊缝宜采用气体保护焊，且板端应绕焊。

（7）工字形柱的横向加劲肋与柱翼缘应采用全熔透对接焊缝连接，与腹板可采用角焊缝连接。

（8）梁与柱刚性连接时，柱在梁翼缘上下各 500mm 的范围内，柱翼缘与柱腹板间的连接焊缝应采用全熔透坡口焊缝。

（9）当柱为 H 形截面，且梁与柱（强轴）为刚性连接时，柱水平加劲肋的设置及其连接应按以下要求确定：

水平加劲肋应设置于柱上对应梁的上下翼缘的位置上，且水平加劲肋的水平中心线应与梁翼缘的水平中心线相重合；此时梁翼缘的内力作为集中力作用于柱上。为了保证连接节点处不致产生局部破坏，水平加劲肋应分别在与梁上下翼缘对应处柱腹板的两侧成对地设置。按抗震设计的要求，柱水平加劲肋按梁翼缘截面面积的等强度条件设置。

水平加劲肋的自由外伸宽度 b_s 与其厚度 t_s 之比应符合下式要求：

$$\frac{b_s}{t_s} \leqslant 18\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{6-54}$$

水平加劲肋的厚度一般不应小于与柱相连的梁中较厚的翼缘厚度。

柱的水平加劲肋与柱翼缘和腹板的焊缝连接，一般可采用双面角焊缝连接，在板件较厚时也可采用完全焊透的坡口对接焊缝连接。

（10）当柱两侧的梁高度不相等，或垂直相交的两个方向的梁高度不相等时，如果梁高度相差较大，柱在对应于每根梁上下翼缘位置处均应设置水平加劲肋；如果梁高相差在 100mm 以内，可采用同一水平加劲肋；或调整两根梁的高度等。

4. 梁与柱刚性连接的其他要求

梁与柱刚性连接时，由柱翼缘和水平加劲隔板所包围的节点板域在节点弯矩和剪力共同作用下的抗剪强度及其补强，应按以下要求确定。

（1）节点板域的抗剪强度可近似地按下列公式计算：

$$\tau_P = \frac{|M_{b1} + M_{b2}|}{V_P} \leqslant \frac{3}{2} f_v \qquad \tau_P = \frac{|M_{c1} + M_{c2}|}{V_P} \leqslant \frac{3}{2} f_v \quad (6\text{-}55)$$

式中 M_{b1}、M_{b2}——节点板域左右两侧的梁端弯矩，N·mm；

M_{c1}、M_{c2}——节点板域上下两方的柱端弯矩，N·mm；

f_v——剪切强度，N/mm^2；

V_p——节点板域的体积，按式（6-56）计算。

（2）节点板域的体积按下式计算：

$$V_P = h_b h_c t_{wc} \quad (6\text{-}56)$$

式中 h_b——与柱相连的梁翼缘板厚中心的距离，mm；

h_c——柱翼缘板厚中心的距离，mm；

t_{wc}——柱的腹板厚度，mm。

（3）当节点板域的抗剪强度不能满足要求时，应对柱腹板增设补强扳。对 H 形截面柱，当不能满足抗剪强度的要求时，所需腹板的总厚度和补强板的厚度可按下式计算：

所需腹板的总厚度：

$$t_{wcs} = \frac{2(M_{b1} + M_{b2})}{3h_b h_c f_v} \quad (6\text{-}57)$$

式中参数按上文。

通常情况下，可在柱腹板的单侧或两侧成对设置补强板，而且每块补强板的厚度不宜小于 6mm。

增设的补强板与往腹板的连接，通常采用角焊缝沿四周连续施焊，其焊脚尺寸为板厚的 0.7 倍。

（4）节点板域的抗震验算：

节点板域的屈服承载力应符合下式要求：

$$\psi(M_{pb1}+M_{pb2})/V_p \leqslant (4/3) f_{yv} \quad (6\text{-}58)$$

工字形截面柱节点板域的体积：

$$V_p = h_{b1} h_{c1} t_w \quad (6\text{-}59)$$

工字形截面柱和箱形截面柱的节点板域应按下列公式验算：

$$t_w \geqslant (h_b + h_c)/90 \quad (6\text{-}60)$$

$$(M_{b1}+M_{b2})/V_p \leqslant (4/3) f_v/\gamma_{WE} \quad (6\text{-}61)$$

式中 ψ——折减系数；三、四级取 0.6，一、二级取 0.7；

M_{pb1}、M_{pb2}——节点板域两侧梁的全塑性受弯承载力，N·mm；

V_p——节点板域的体积，mm^3；

f_{yv}——钢材的屈服抗剪强度，取钢材屈服强度的 0.58 倍，N/mm^2；

h_{b1}、h_{c1}——梁翼缘厚度中点间的距离和柱翼缘（或钢管直径线上管壁）厚度中点间的距离，mm；

t_w——柱在节点板域的腹板厚度，mm；

M_{b1}、M_{b2}——节点板域两侧梁的弯矩设计值，N·mm；

f_v——钢材的抗剪强度设计值，N/mm^2；

γ_{WE}——节点板域承载力抗震调整系数，取 0.75。

节点板域的腹板厚度不满足抗震验算时，应采取加厚柱腹板或采取贴焊补强板的措施。补强板的厚度及其焊缝应按传递补强板所分担剪力的要求设计。

5. 梁与柱刚性连接的抗震验算

梁与柱刚性连接的抗震验算应按下列公式进行：

$$M_u \geqslant \eta_j M_p \quad (6\text{-}62)$$

$$V_u^j \geqslant 1.2(2M_p/l_n) + V_{Gb} \quad (6\text{-}63)$$

式中 η_j——连接系数，可按表 6-11 采用；

M_p——梁的塑性受弯承载力，N·mm；

l_n——梁的净跨，mm；

V_{Gb}——梁在重力荷载代表值（9 度时高层建筑尚应包括竖向地震作用标准值）作用下，按简支梁分析的梁端截面剪力设计值，N。

三、梁的拼接

梁的拼接可采用焊接连接和高强螺栓连接。

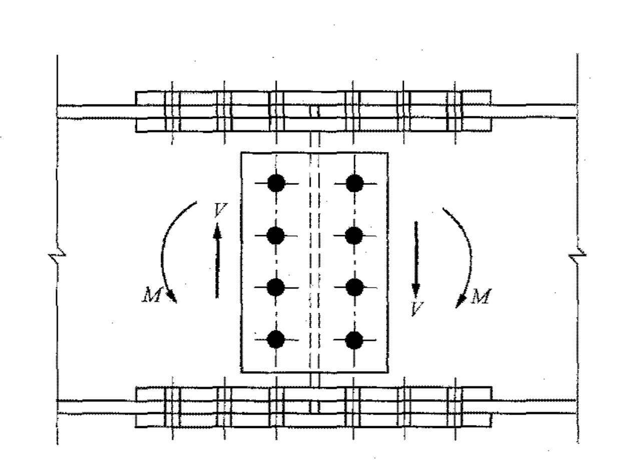
梁的拼接采用焊接连接时，翼缘和腹板的拼接位置宜错开，并应与加劲助和连接次梁的位置错开，以避免焊缝集中。翼缘和腹板的拼接焊缝一般都采用正面对接焊缝，在施焊时用引弧板。当翼缘和腹板采用完全焊透的坡口对接焊接连接，并采用引弧板施焊时，焊缝与翼缘和腹板是等强度的，不必进行计算。

主厂房钢结构梁的拼接一般宜采用高强螺栓连

接，应设在内力较小的位置，并考虑方便施工和安装，因此通常设在距梁端 1m 左右的位置处，同时应避开次梁的连接接头。

主厂房钢结构梁的拼接，考虑抗震设计要求通常应按照等强度原则进行设计，拼接节点的设计可以参见《钢结构连接节点设计手册》（第二版）中的相关要求。应使拼接板的净截面面积不小于翼缘板和腹板的净截面面积。梁翼缘的拼接连接，当采用高强螺栓连接时，内侧连接板的厚度比外侧应厚一些，尽可能使连接板的重心与梁翼缘的重心重合。翼缘连接板的净截面模量应大于翼缘的净截面模量。

梁拼接计算示意图见图 6-13。



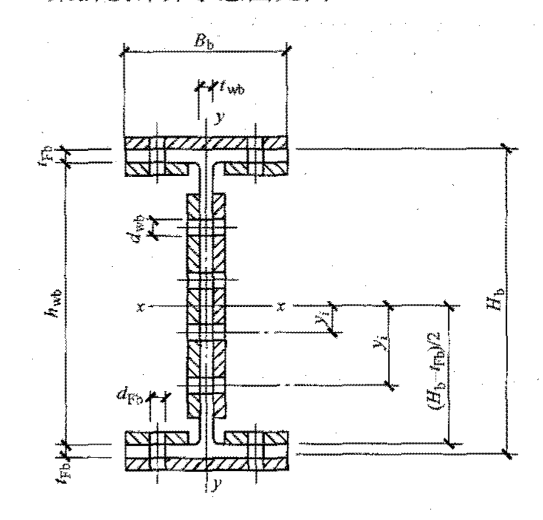


图 6-13 梁拼接计算示意图

梁扣除高强度螺栓孔后的净截面模量（mm^3）可按下式计算：

$$W_n^b = I_n^b/(0.5H_b) \tag{6-64}$$

梁扣除高强度螺栓孔后的净截面惯性矩（mm^4）可按下式计算：

$$I_n^b = I_0^b - \frac{2n_{FP}d_{Fb}t_{Fb}^3}{12} - 2n_{FP}d_{Fb}t_{Fb}\left(\frac{H_b - t_{Fb}}{2}\right)^2 - \sum_i\left(\frac{1}{12}t_{wb}d_{wb}^a + t_{wb}d_{wb}y_i^2\right) \tag{6-65}$$

式中 H_b——梁的截面高度，mm；

n_{FP}——梁单侧翼缘计算削弱截面上的高强度螺栓数目，一般对单列布置 n_{FP}=2（翼缘上共有两列），对双列布置 n_{FP}=2（翼缘上共有四列），对错列布置可近似取 n_{FP}=3（翼缘上共有四列，但中间两列错列布置）；

d_{Fb}——梁翼缘的高强度螺栓孔径，mm；

t_{Fb}——梁的翼缘厚度，mm；

t_{wb}——梁的腹板厚度，mm；

d_{wb}——梁腹板的高强度螺栓孔径，mm；

y_i——梁截面中和轴至腹板的高强度螺栓孔中心的距离，mm。

梁腹板扣除高强度螺栓孔后的净截面面积（mm^2）可按下式计算：

$$A_{nw}^b = t_{wb}H_{wb} - n_{wP}t_{wb}d_{wb} \tag{6-66}$$

式中 H_{wb}——梁腹板的高度，mm；

n_{wP}——梁腹板计算削弱截面上的高强度螺栓数目。

梁单侧翼缘连接所需的高强度螺栓数目应按下式计算：

$$n_{Fb} \geqslant \frac{W_n^b f}{(H_b - t_{Fb})N_v^{bH}} \tag{6-67}$$

梁腹板连接所需的高强度螺栓数目应按下式计算：

$$n_{wb} \geqslant \frac{A_{nw}^b f_v}{N_v^{bH}} \tag{6-68}$$

式中 N_v^{bH}——一个摩擦型高强度螺栓的抗剪承载力设计值，N；

f——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值，根据计算点处钢板材质、厚度不同而取不同数值，N/mm^2；

f_v——钢材的抗剪强度设计值，N/mm^2，根据计算点处钢板材质、厚度不同而取不同数值。

其他参数见上文。

梁拼接的抗震极限承载力应按下式验算：

$$M_u \geqslant \eta_j M_p \tag{6-69}$$

式中 M_u——连接的极限受弯承载力，$N \cdot mm^2$；

M_p——梁的塑性受弯承载力，$N \cdot mm^2$；

η_j——连接系数，可按表 6-11 采用。

四、支撑与梁柱的连接

支撑构件主要是承受整体结构的侧向水平力，构

件本身的受力状态为轴心受拉或受压。支撑杆的截面通常采用双角钢或双槽钢截面、H形截面和箱形截面；其端部与梁柱的连接，或与梁柱中间部位的连接，均应能充分传递支撑杆件的内力。

主厂房钢结构的支撑一般采用H形截面和箱形截面，支撑端部与梁柱的连接，原则上应按支撑杆件等强度的条件来确定。因此，通常采用相同截面或截面特性相同的悬伸支承杆来连接，支撑杆件本身则采用拼接连接。支撑与柱强轴方向连接的示意图见图6-14，支撑与柱弱轴方向连接的示意图见图6-15。

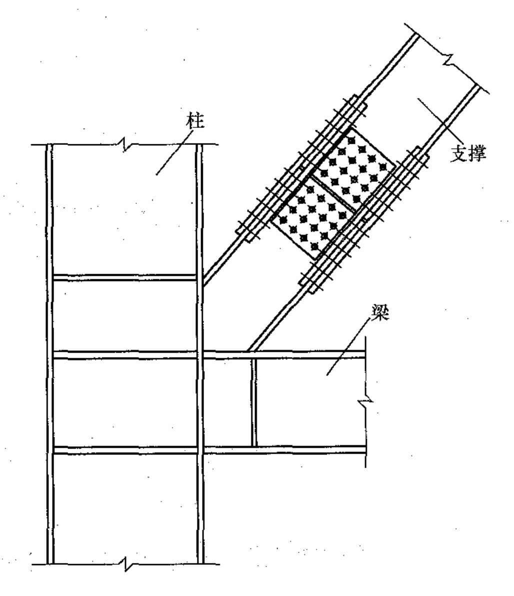


图6-14　支撑与柱强轴方向连接的示意图

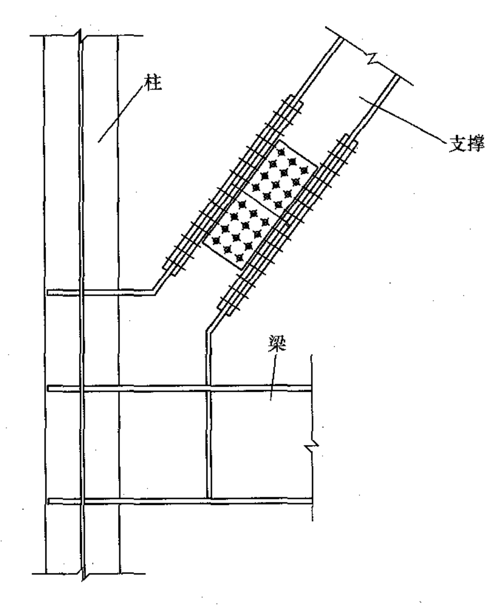


图6-15　支撑与柱弱轴方向连接的示意图

除特别的偏心支撑外，中心支撑的重心线应与梁柱重心线交汇于一点，否则应计算偏心产生的附加弯矩的影响。

对H形截面的支撑或端部为H形截面，而中间区段为箱形截面的支撑，为使作用于支撑翼缘的内力能顺畅地传给梁和柱，应分别在梁柱与支撑翼缘连接处设置垂直加劲肋和水平加劲肋（或水平加劲隔板）。另外，加劲肋（隔板）的尺寸、厚度及其连接应分别按支撑翼缘内力的垂直分力和水平分力来确定，同时应满足构造上的要求，并与梁柱的截面尺寸相协调。

支撑杆件拼接宜按等强连接设计。火力发电厂主厂房钢结构也可采用特设的偏心支撑（八字形），是有意将支撑轴线偏离梁柱轴线的交点，使支撑与梁之间或支撑与柱之间形成一段耗能短梁或短柱。这种偏心支撑在大地震时可以调节框架的刚度、增大变形能力，并提高吸收能量（耗能）的能力，具有稳定的恢复力的特性。

对抗震等级一～三级，支撑两端与框架可采用刚接构造，梁柱与支撑连接处应设置加劲肋；一级和二级采用焊接工字形截面的支撑时，其翼缘与腹板的连接宜采用全熔透连续焊缝。支撑与框架连接处，支撑杆端宜做成圆弧。梁在其与V形支撑或人字形支撑相交处，应设置侧向支承；该支承点与梁端支承点间的侧向长细比（λ_y）及支承力应符合GB 50017关于塑性设计的规定。

支撑和框架采用节点板连接，应符合GB 50017关于节点板在连接杆件每侧有不小于30°夹角的规定；一、二级时，支撑端部至节点板最近嵌固点（节点板与框架构件连接焊缝的端部）在沿支撑杆件轴线方向的距离不应小于节点板厚度的2倍。

支撑的拼接抗震验算：

$$N_{ubr}^{j} \geqslant \eta_j A_{br} f_y \tag{6-70}$$

式中　N_{ubr}^{j}——支撑连接的极限承载力，N；

η_j——连接系数，可按表6-11采用；

A_{br}——支撑杆件的截面面积，mm^2；

f_y——钢材的屈服强度设计值，N/mm^2。

五、柱脚连接

1．设计原则

柱脚应将柱子的内力可靠地传递给基础，并和基础有牢固的连接。柱与基础的连接方式有刚接、铰接和半刚接等型式。为简化设计，火电厂主厂房钢结构柱脚设计一般采用刚接和铰接两种，柱脚构造应该与结构的计算简图一致。

刚接柱脚与混凝土基础的连接方式有支承式、埋入式、外包式三种。铰接柱脚均为支承式。火电厂主厂房钢结构柱脚一般均按支承式设计。柱脚节点的设计可以参见《钢结构连接节点设计手册》（第二版）中的相关要求。

2. 铰接柱脚的设计

铰接柱脚平、剖面图见图 6-16、图 6-17。

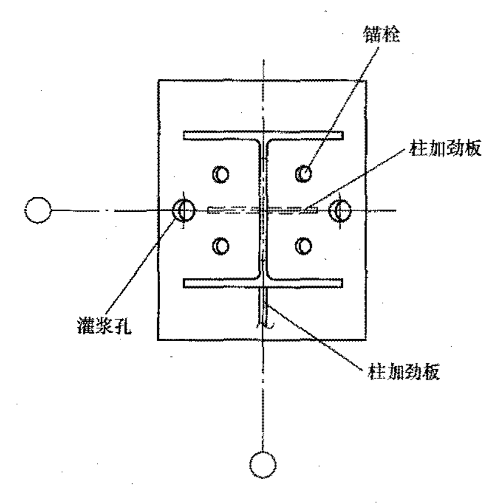


图 6-16　铰接柱脚平面图示意图

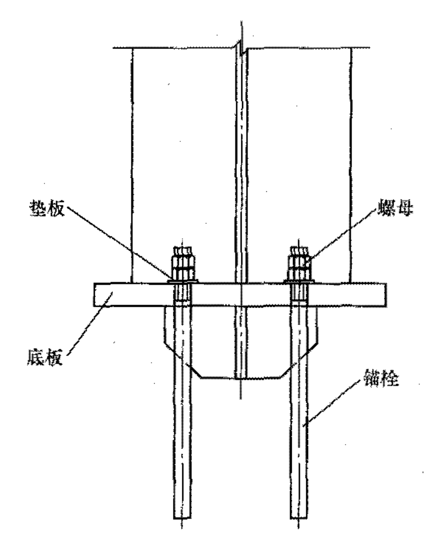


图 6-17　铰接柱脚剖面图示意图

铰接柱脚底板的尺寸按下式确定：

$$\sigma_c = \frac{N}{LB} \leqslant f_c \tag{6-71}$$

式中　N——柱的轴心压力，N；

L——柱脚底板的长度，mm；

B——柱脚底板的宽度，mm；

f_c——柱脚下混凝土的轴心抗压强度设计值，N/mm^2。

柱脚底板的厚度按下式确定，并不应小于柱中较厚板的厚度，且不宜小于 20mm：

$$t_{Pb} = \sqrt{\frac{6M_{i\max}}{f}} \tag{6-72}$$

式中　$M_{i\max}$——根据柱脚底板下混凝土基础的反力或锚栓拉力，以及底板支承条件确定的单位长度上的最大弯矩，该弯矩可按悬臂板，两边、三边或四边支承板计算；

f——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值，N/mm^2。

悬臂板：

$$M_1 = \frac{1}{2}\sigma_c a_1^2 \tag{6-73}$$

三边支承板：

$$M_2 = \alpha\sigma_c a_2^2 \tag{6-74}$$

式中　σ_c——混凝土压应力，N/mm^2；

a_1、a_2——悬臂板的悬臂长度，mm；

α——计算系数，见表 6-12。

对于四边支承板：

$$M_3 = \beta\sigma_c a_3^2 \tag{6-75}$$

式中　β——计算系数，见表 6-13。

表 6-12　**三边支承板和两相邻边支承板计算系数表**

（a）三边支承板 a_2 b_2 （b）两相邻边支承板 a_2 b_2												
	b_2/a_2	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
	α	0.027	0.036	0.044	0.052	0.060	0.068	0.075	0.081	0.087	0.092	0.097	0.101
	b_2/a_2	0.90	0.95	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.75	2.00	>2.00	
	α	0.105	0.109	0.112	0.117	0.121	0.124	0.126	0.128	0.130	0.132	0.133	

注　当 $b_2/a_2<0.3$ 时，按悬伸长度为 b_2 的悬臂板计算。

表 6-13　　四边支承板计算系数表

四边支承板	b_3/a_3	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
	β	0.048	0.052	0.055	0.059	0.063	0.066	0.069	0.072	0.075	0.078
	b_3/a_3	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.90	2.00	>2.00
	β	0.081	0.084	0.086	0.089	0.091	0.093	0.095	0.099	0.102	0.125

当柱脚底板下混凝土基础反力较大或柱脚锚栓拉力较大时，可设置加劲肋予以加强，加劲肋也可设为底板的支承边，以此来计算底板厚度。

柱脚底部的水平剪力由柱脚底板与下部混凝土之间的摩擦力承担。其抗剪承载力 V_{fb} 为：

$$V_{fb}=0.4N\geqslant V \tag{6-76}$$

式中　N、V——轴压力和剪力，N。

当不能满足上式要求时，应设置抗剪件来将剪力传给基础短柱。

3. 刚接柱脚的设计

刚接柱脚除承受轴心压力和水平剪力外，还要承受对应的弯矩。

刚接支承式柱脚主要由底板、加劲板、锚栓及锚栓支承托座组成，各部分的板件应有足够的强度和刚度，并相互牢固地连接。为满足柱脚刚接对承载力和变形能力的要求，柱脚按弹性进行设计，不容许锚栓和底板发生屈曲，以及基础混凝土破坏。刚接支承式柱脚底板的厚度不应小于柱中较厚板的厚度，且不宜小于 30mm。

刚接柱脚的立面图见图 6-18。

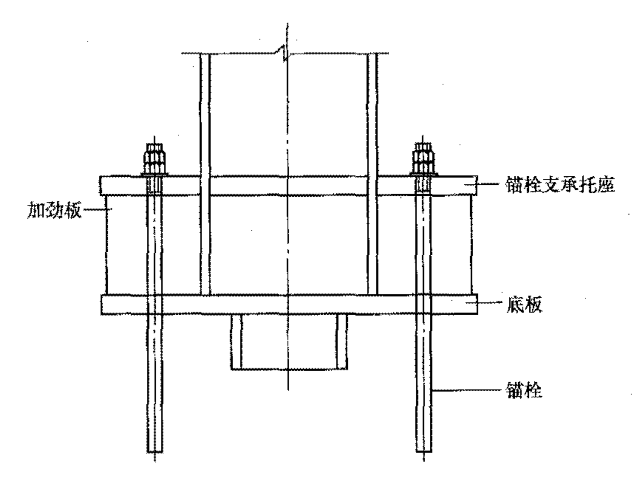


图 6-18　刚接柱脚的立面图

柱脚底板的长度 L 和宽度 B 应根据设置的加劲肋等补强板件和锚栓的构造特点，按图 6-19 先进行估算，最后根据柱脚内力验算确定。

底板长度尺寸计算的参考数值可按表 6-14 估算。

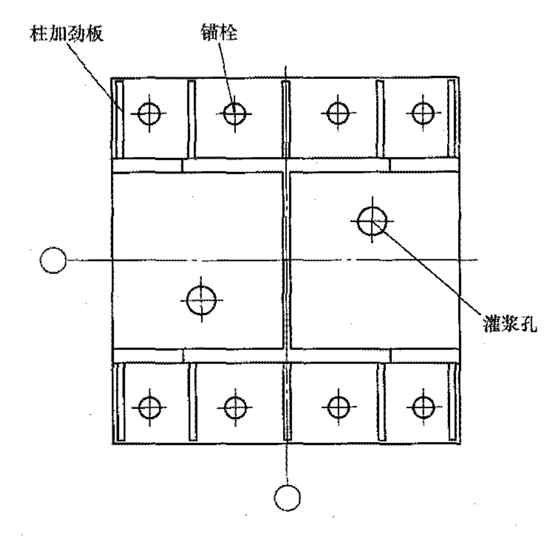


图 6-19　刚接柱脚底板参考图

表 6-14　　底板尺寸估算表　　(mm)

螺栓直径	a	l_t 或 b_t	c
20	60	40	50
22	65	45	55
24	70	50	60
27	70	55	70
30	75	60	75
33	75	65	85
36	80	70	90
39	85	80	100
42	85	85	105
45	90	90	110
48	90	95	120
52	100	105	130
56	105	110	140
60	110	120	150
64	120	130	160
68	130	135	170
72	140	145	180
76	150	150	190
80	160	160	200

续表

螺栓直径	a	l_t或b_t	c
85	170	170	210
90	180	180	230
95	190	190	240
100	200	200	250

注 a 为锚栓中心至柱翼缘板的间距；c 为锚栓中心至柱翼缘外加劲板边缘的间距；l_t、b_t 为锚栓中心至柱底板边缘的间距。

刚接柱脚应承受柱脚弯矩、轴心压力和水平剪力，因此应计算底板下混凝土基础的受压应力、锚栓拉力和水平抗剪承载力满足要求。刚接柱脚由于柱脚弯矩与轴心压力的相对比值导致柱脚受力状态不同，因此应按柱脚偏心 $e=M/N$ 来判别其受力状态。

（1）$e \leqslant L/6$，锚栓拉力为 0。

底板下的混凝土最大压应力：

$$\sigma_c = \frac{N}{LB}(1+6e/L) \leqslant \beta_c f_c \qquad (6\text{-}77)$$

式中 e——偏心距，mm；

f_c——底板下混凝土的轴心抗压强度设计值，N/mm^2；

β_c——底板下混凝土局部承压的轴心抗压强度设计值提高系数。

水平抗剪承载力按式（6-76）计算。

（2）$L/6 < e \leqslant L/6+l_t/3$，锚栓拉力为 0。

底板下的混凝土最大压应力：

$$\sigma_c = \frac{2N}{3B(L/2-e)} \leqslant \beta_c f_c \qquad (6\text{-}78)$$

水平抗剪承载力按式（6-76）计算。

（3）$L/6+l_t/3 < e$，锚栓拉力不为 0，此时需要计算锚栓拉力和混凝土受压区长度 x_n，二者满足下列公式要求：

$$T_a = \frac{N(e-L/2+x_n/3)}{L-l_t-x_n/3} \qquad (6\text{-}79)$$

$$x_n^3 + 3(e-L/2)x_n^2 - \frac{6nA_e^a}{B}(e+L/2-L_t)(L-l_t-x_n) = 0 \qquad (6\text{-}80)$$

$$A_e^a = T_a / f_t^a \qquad (6\text{-}81)$$

式中 T_a——受拉侧锚栓的总拉力，N；

f_t^a——锚栓的抗拉强度设计值，N；

A_e^a——受拉侧锚栓的总有效面积，mm^2；

l_t——受拉侧底板边缘至受拉锚栓中心的距离，mm；

x_n——底板受压区的长度，mm；

n——钢材的弹性模量与混凝土弹性模量之比。

求解该方程组，一般采用计算机试算的方法。然后可得到：

底板下的混凝土最大压应力：

$$\sigma_c = \frac{2N(e+L/2-l_t)}{Bx_n(L-l_t-x_n/3)} \qquad (6\text{-}82)$$

水平抗剪承载力：

$$V_{fb} = 0.4(N+T_a) \geqslant V \qquad (6\text{-}83)$$

柱脚底板的厚度应根据底板下的混凝土基础反力和锚栓拉力计算，不应小于柱中较厚板的厚度，且不宜小于 30mm。

按底板下的混凝土基础反力验算板厚时应满足式（6-72）的要求。

其中 M 根据柱脚底板下的混凝土基础反力和底板的支承条件，分别按悬臂板［见式（6-73）］、三边支承板［见式（6-74）］、四边支承板［见式（6-75）］计算得到的最大弯矩。

按锚栓拉力验算板厚时应满足：

$$t_{Pb} = \sqrt{\frac{6\bar{N}_{ta} l_{ai}}{(D+2l_{ai})f}} \qquad (6\text{-}84)$$

式中 N_{ta}——锚栓计算拉力，N；

D——孔径，mm；

l_{ai}——孔边距，mm。

各参数见图 6-20。

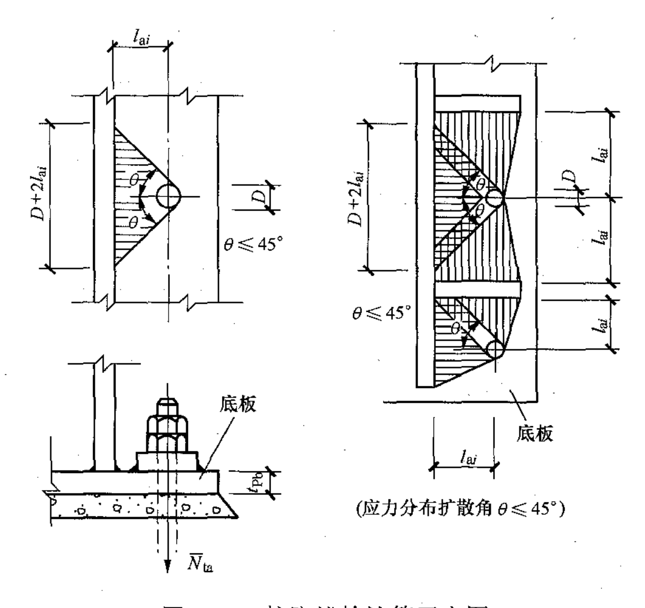


图 6-20 柱脚锚栓计算示意图

当锚栓拉力由两个或三个支承边承受时，锚栓拉力相应地由各支承边分担，每边的有效长度根据扩散角来确定。

锚栓支承托座顶板的厚度一般应与柱底板厚度相协调。当锚栓拉力在所有工况下均为 0，锚栓按构造要求设置时，锚栓支承托座顶板的厚度取为底板厚度的 0.5～0.7 倍。当锚栓拉力不为 0 时，锚栓支承托座

顶板的厚度按锚栓拉力计算得出。

锚栓垫板的厚度应同支承托座顶板的厚度，且不小于底板厚度的 0.5～0.7 倍。

柱脚底板与柱下端一般采用完全焊透的坡口对接焊缝，焊缝与柱截面可视为等强的，不必进行焊缝强度的验算。对于次要及荷载较小的柱，柱脚底板与柱下端可采用角焊缝连接，柱与底板间应铣平、顶紧，连接焊缝可按柱端内力组合中最不利弯矩和轴心压力的 75%及水平剪力进行计算。

柱脚加劲肋分为一般加劲肋和锚栓支承加劲肋或锚栓支承托座加劲肋。柱脚加劲肋的高度和厚度除满足计算要求外，高度通常不应小于 250mm，厚度不宜小于 12mm，并与柱的板件厚度及底板厚度相协调。锚栓支承加劲肋或锚栓支承托座加劲肋应对称地设置在垂直于弯矩作用平面的受拉侧和受压侧，锚栓支承加劲肋或锚栓支承托座加劲肋的高度和厚度除满足计算要求外，高度通常不应小于 300mm，厚度不宜小于 16mm，并与柱的板件厚度及底板厚度相协调，加劲肋的宽度与厚度之比不宜超过$18\sqrt{\dfrac{235}{f_y}}$。

第六节　钢-混凝土组合楼层结构

一、设计原则

1. 一般规定

组合梁由钢梁、钢筋混凝土板及两者之间的剪切连接件组成整体，共同作用。组合梁作用时，混凝土处于受压区、钢梁主要处于受拉区，使得两种材料充分地发挥各自的长处，从而减低钢梁高度，增加组合梁的承载力。火力发电厂的主厂房楼层结构，因工艺布置管道、设备较多，荷重大，为减轻楼层荷重，方便施工，汽机房、除氧间、煤仓间的楼层多采用钢-混凝土组合梁的楼层结构。

楼层钢梁布置时，一般根据工艺荷载提资，尽量在荷载密集区设置钢梁。有设备基础时，应尽量在设备基础下布置钢梁，如辅机联箱基础，高、低压加热器基础，除氧器等。应避开工艺开孔，钢梁的翼缘边离孔边应不小于 50mm，否则应按纯钢梁设计。楼层钢梁布置完成后，需要向工艺专业返资确认。

因楼层钢梁布置在除氧煤仓间或汽机房框架梁之间，楼层组合梁按单跨简支梁设计。钢梁多采用轧制 H 型钢或焊接 H 型钢，楼板为现浇钢筋混凝土板。为充分发挥钢和混凝土的作用，焊接 H 型钢梁可设计成单轴对称、上翼缘比下翼缘窄的断面，其承载力（强度及连接）一般采用塑性设计方法。

组合梁的钢梁和混凝土板通过连接件来保证组合梁的共同作用。连接件应具有抵抗连接面的纵向剪力和抵抗掀起的功能，设计中可采用栓钉、槽钢、弯筋或专业剪力钉，国内工程多采用栓钉，剪力钉多用在国外工程，弯筋在实际工程中应用较少，因弯筋的方向性容易出错，一般不推荐使用。

组合梁根据连接件的设计要求，可分为完全抗剪和部分抗剪来设计验算组合梁的承载力，以满足工程设计的需要。

组合梁的混凝土板可采用压型钢板做底模。根据压型钢板的铺设方向，其承载力计算时需进行折减。需要注意的是，因受压型钢板的波谷间距限制，连接件的间距一般为压型钢板的波谷间距，组合梁多为部分抗剪结构。

2. 混凝土翼缘板取值

组合梁的混凝土翼缘板作为主要受力部位，应充分发挥混凝土板的受压优势。混凝土翼缘板分有板托和无板托两种，见图 6-21。有板托的组合梁可以更大地降低钢梁的高度，从而达到降低用钢量的目的，但施工中支模较为复杂。组合梁的翼缘板宽度按有效宽度 b_e 取值，见图 6-22，其取值按式（6-85）计算：

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \qquad (6\text{-}85)$$

式中　b_0——板托顶部的宽度（板托角度小于 45°时，按 45°计算；无板托时，取钢梁上翼缘的宽度），mm；

b_1、b_2——梁外侧和内侧混凝土板的有效宽度，按梁跨度的 1/6、梁相邻净距 S_0 的 1/2、混凝土板厚度的 6 倍中的最小值取用，其中 b_1 不应大于混凝土板实际外伸长度 S_1、混凝土板厚度（不含压型钢板的肋高），mm。

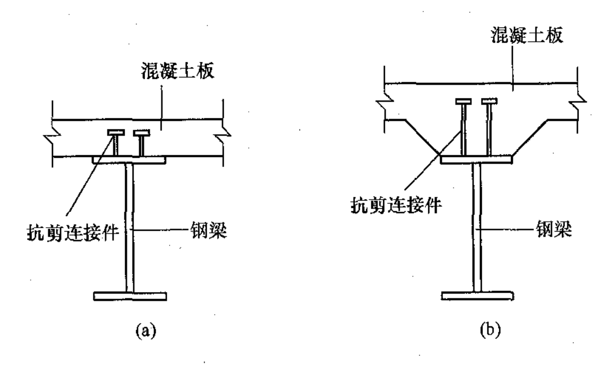


图 6-21　钢-混凝土组合梁的断面型式

（a）无板托；（b）有板托

3. 计算原则

（1）组合梁按考虑全截面塑性发展进行强度计算，钢梁的板件宽厚比应符合表 6-15 的要求，相应的钢材强度设计值应取钢材弹性设计值强度乘以 0.9 的折减系数。

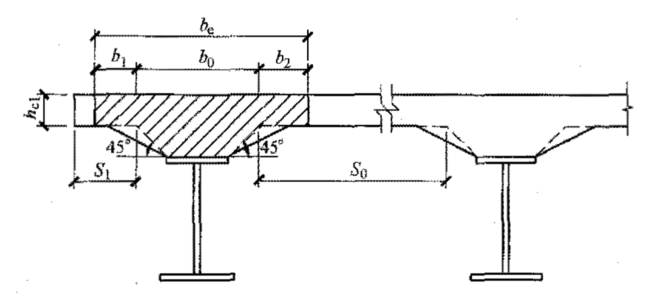


图 6-22　混凝土翼缘板的计算宽度

表 6-15　　组合梁截面板件的宽厚比

截面型式	翼缘	腹板
(b_f, t, t_w, h_0)	$\frac{b_f}{t} \leqslant 9\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	塑性中和轴位于钢梁内时，$\frac{h_0}{t_w} \leqslant 72\sqrt{\frac{235}{f_y}}$； 塑性中和轴位于混凝土翼板内时，$\frac{h_0}{t_w} \leqslant 80\sqrt{\frac{235}{f_y}}$。 式中　f_y——钢材的屈服强度
(b_f, t, t_w, h_0)	$\frac{b_f}{t} \leqslant 30\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	

（2）有压型钢板做底模的组合梁按部分抗剪计算时，其跨度不超过 20m。无压型钢板做底模的组合梁可按完全抗剪或部分抗剪设计。

（3）施工完成后的使用阶段，组合梁的挠度应为施工阶段的变形与使用阶段续加荷载的变形叠加，其中施工阶段的挠度不宜超过 25mm。

（4）电厂的楼层钢-混凝土组合钢梁大都布置在除氧煤仓间或汽机房的框架梁之间，可在主厂房主体结构施工完毕后，再进行楼层结构的施工。当楼层与框架整体施工时，也因主体框架将楼层钢梁自然地分割成单跨梁，因此本手册的组合梁设计计算按简支单跨梁进行。

4. 楼层组合梁结构设计流程

电厂的楼层组合梁结构设计流程见图 6-23。

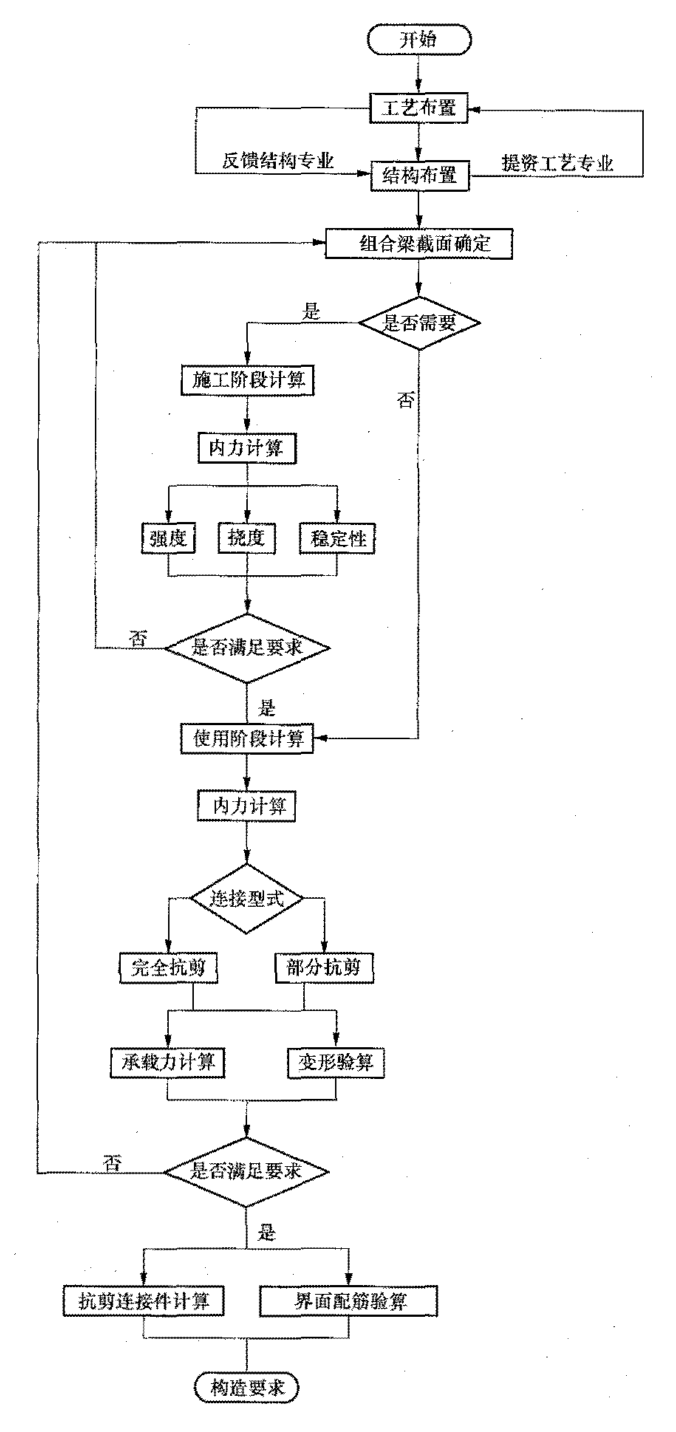


图 6-23　电厂的楼层组合梁结构设计流程图

二、钢-混凝土组合梁计算

组合梁的设计一般按施工阶段和使用阶段两种工况进行设计。但在施工阶段，钢梁下设置临时支承（梁跨度小于 3.5m），或设置满堂红脚手架时，可只按使用阶段设计。组合梁整体截面需承担使用阶段的全部荷载作用，组合梁的最终挠度应由使用阶段的续加荷载产生的挠度（扣除施工阶段的荷载）和施工阶段的挠度叠加而成。

（一）施工阶段（按普通钢梁计算）

组合梁在施工阶段设计时，其永久荷载为钢梁、钢筋混凝土楼层板自重，当采用压型钢板底模时，还包括底模自重，但不含建筑面层；可变荷载为施工活荷载，一般取 2kN/m^2，施工阶段的所有荷载均由钢梁承担，此时钢梁需要按普通钢梁进行强度、挠度、稳定性的计算。

1. 强度计算

$$\frac{M_{max}}{\gamma_x W_{nx}} \leqslant f \tag{6-86}$$

式中　M_{max}——绕 x 轴（强轴）的弯矩，N·mm；

γ_x——截面塑性发展系数，对工字形、箱形截面，γ_x=1.05；

W_{nx}——对 x 轴（强轴）的净截面模量，mm^3；

f——钢材抗弯强度设计值，N/mm^2。

2. 剪应力计算

在主平面内的受弯实腹构件，应按下式计算剪应力：

$$\tau = \frac{V_1 S}{I t_w} < f_v \tag{6-87}$$

式中 V_1——施工阶段的荷载在钢梁中产生的剪力，N；

S——计算剪应力处以上毛截面对中和轴的面积矩，mm^3；

I——钢梁毛截面的惯性矩， mm^4；

t_w——钢梁腹板厚度，mm；

f_v——钢材抗剪强度设计值，N/mm^2。

3. 整体稳定性计算

当钢梁在施工时无临时侧向支撑，需要进行整体稳定性计算，但整体稳定性不满足时，可调整钢梁断面尺寸或设置1～2个侧向临时支撑点，以满足整体稳定性的设计要求。绕强轴弯曲所确定的整体稳定系数 φ_b 按式（6-9）及表6-5计算。

4. 挠度计算

施工阶段变形验算仅考虑施工阶段的所有荷载，按荷载的短期效应组合。考虑施工阶段时，楼层荷载为按面荷载考虑，简支组合梁在均布荷载作用下的挠度按下式计算：

$$v_{sI} = \frac{5gl^4}{384EI} \leqslant [v_1] \tag{6-88}$$

式中 g——施工阶段梁上的均布荷载短期效应组合，N/mm；

l——组合梁的跨度，mm；

E——钢材的弹性模量，N/mm^2；

I——钢梁的截面惯性矩，mm^4；

$[v_1]$——梁的挠度限值，电厂楼层的一级次梁按 $l/350$ 控制，且不宜大于25mm。

施工阶段控制钢梁的挠度，一是避免梁下凹时而增加过多的混凝土自重；二是考虑组合梁在使用阶段的挠度变形是施工阶段和使用阶段后续荷载产生的挠度叠加，如不严加控制，将无法满足使用阶段的挠度变形控制值。当钢梁的挠度超过25mm时，需要设置临时支撑，以保证变形控制在25mm之内。

（二）使用阶段

组合梁在使用阶段应进行抗弯、抗剪承载力设计计算等正常使用极限状态的验算，抗剪连接件设计计算，以及翼缘板和板托纵向抗剪承载力的验算。

组合梁使用阶段的承载力设计计算应考虑使用阶段中的全部荷载作用，其永久荷载为钢梁、钢筋混凝土板及压型钢板自重，建筑面层和楼板底层粉刷层的荷重；可变荷载为工艺管道荷载、设备运行荷载和楼层活荷载，楼层活荷载按 DL 5022 中的相关规定取值，其他可变荷载由工艺专业提供。

组合梁使用阶段的正常使用极限状态的验算，分别按短期效应组合和长期效应组合计算，以其中较大值为设计依据。针对考虑施工阶段和不考虑施工阶段的不同设计，取值有所不同。即考虑施工阶段时，组合梁的最终挠度应为施工阶段的变形与使用阶段续加荷载的变形叠加，此时使用阶段的永久荷载取建筑面层和底层粉刷层的荷重，可变荷载为工艺管道荷载、设备运行荷载，楼层活荷载应扣除施工活荷载2kN/m^2。不考虑施工阶段时，取全部的荷载作用。

1. 组合梁的抗弯承载力计算

组合梁的抗弯承载力计算，应根据实际布置与荷载具体情况分为完全抗剪连接和部分抗剪连接计算，以满足工程安全、经济的要求。

组合梁宜采用完全抗剪连接计算，当组合梁是由变形控制而非承载力控制时，也可采用部分抗剪连接设计。

当采用压型钢板做底模（应与钢梁垂直布置）时，优先采用部分抗剪连接计算，连接件的间距为压型钢板的波谷间距。

（1）完全抗剪连接的抗弯承载力计算。

1）当 $Af \leqslant b_e h_{c1} f_c$ 时，塑性中和轴位于混凝土翼板内，其计算简图见图6-24。

组合梁的抗弯承载力按下式计算：

$$M \leqslant b_e x f_c y \tag{6-89}$$

$$x = \frac{Af}{b_e f_c} \tag{6-90}$$

式中 M——正弯矩设计值，N·mm；

b_e——混凝土翼缘板的宽度，mm；

x——混凝土翼板受压区高度，mm；

f_c——混凝土抗压强度设计值，N/mm^2；

y——钢梁截面应力的合力至混凝土受压区截面应力的合力间的距离，mm；

A——钢梁的截面面积，mm^2；

f——钢梁抗拉、抗压强度设计值，N/mm^2。

2）当 $Af > b_e h_{c1} f_c$ 时，塑性中和轴位于钢梁截面内，其计算简图见图6-25。

其抗弯承载力按下式计算：

$$M \leqslant b_e h_{c1} f_c y_1 + A_c f y_2 \tag{6-91}$$

$$A_c = 0.5(A - b_e h_{c1} f_c / f) \tag{6-92}$$

式中 y_1——钢梁受拉区截面形心至混凝土翼板受压区截面形心的距离，mm；

y_2——钢梁受压区截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离，mm；

A_c——钢梁受压区截面面积，mm^2。

（2）部分抗剪的抗弯承载力计算。当一个剪跨区的抗剪连接件数目小于完全抗剪连接的计算数目时，抗剪连接件的抗剪承载力不能充分发挥作用，组合梁可按部分抗剪连接进行抗弯承载力的计算，其计算简图见图 6-26。

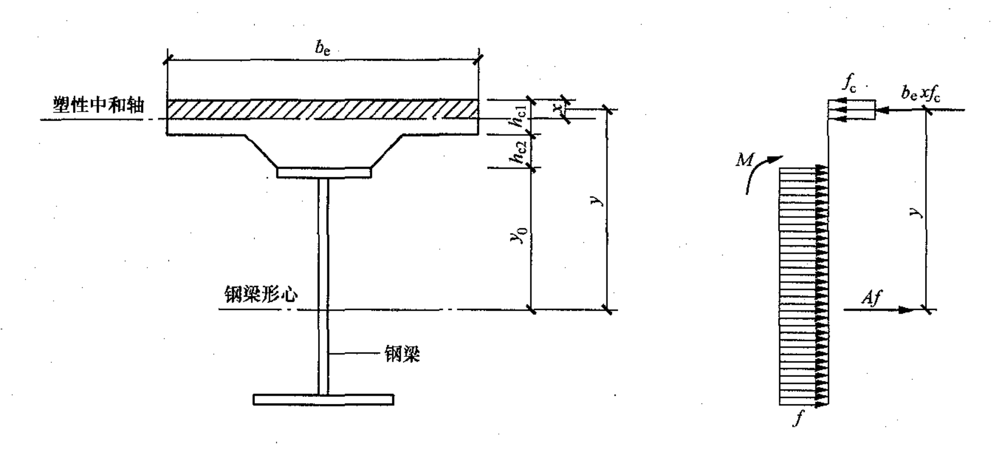


图 6-24　塑性中和轴位于混凝土翼板内组合梁计算简图

h_{c1}—混凝土翼缘板的厚度

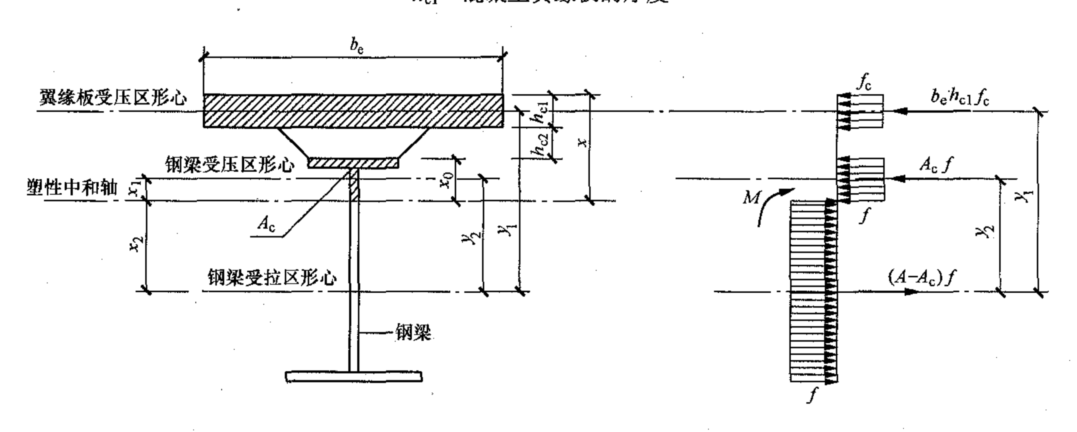


图 6-25　塑性中和轴位于钢梁内组合梁计算简图

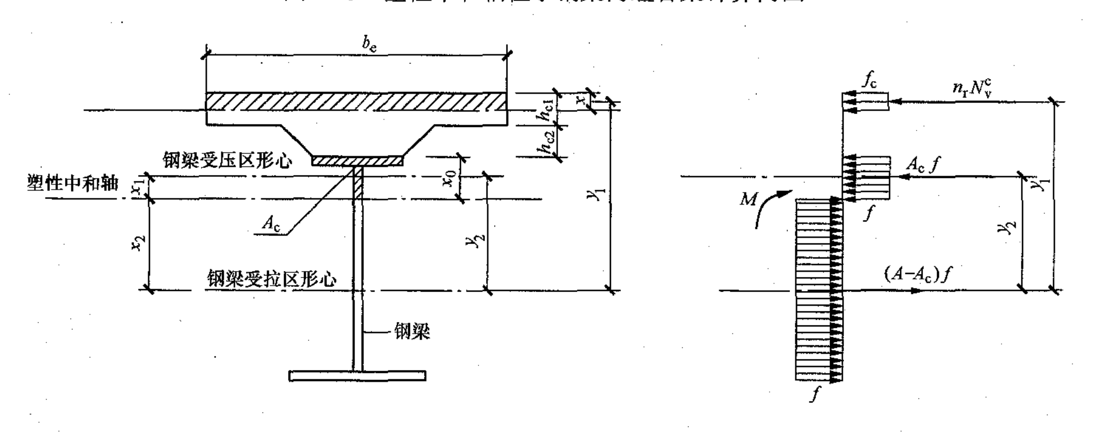


图 6-26　部分抗剪连接组合梁计算简图

其抗弯承载力按下式计算：

$$x = n_r N_v^c / (b_e f_c) \tag{6-93}$$

$$A_c = (Af - n_r N_v^c)/(2f) \tag{6-94}$$

$$M_{u,r} = n_r N_v^c y_1 + 0.5(Af - n_r N_v^c) y_2 \tag{6-95}$$

式中　x——混凝土翼板受压区高度，mm；

$M_{u,r}$——部分抗剪连接时组合梁截面抗弯承载力，N·mm；

n_r——部分抗剪连接时一个剪跨区的抗剪连接件数目，其值小于完全抗剪连接的计算数目，但不小于 50%；

N_v^c——每个抗剪连接件的纵向抗剪承载力，N。

2．组合梁抗剪承载力计算

组合梁的全部剪力仅由钢梁腹板承受，抗剪承载力按下式进行计算：

$$V \leqslant h_w t_w f_{vp} \tag{6-96}$$

式中　h_w ——钢梁的腹板高度，mm；

t_w ——钢梁的腹板厚度，mm；

f_{vp} ——塑性设计时采用的钢材抗剪强度设计值，$f_{vp}=0.9f_v$，N/mm²。

3. 组合梁挠度计算

组合梁挠度按施工阶段钢梁下有无临时支承，分以下两种情况进行计算。

（1）施工阶段钢梁无临时支撑时，按下式计算：

$$v=v_{s\,\mathrm{I}}+v_{s\,\mathrm{II}}\leqslant[v] \tag{6-97}$$

式中　$v_{s\,\mathrm{I}}$ ——施工阶段标准荷载产生的挠度，mm；

$v_{s\mathrm{II}}$ ——使用阶段标准荷载（需扣除施工阶段恒、活荷载）产生的挠度，按短期效应组合和长期效应组合，并考虑滑移效应的折减刚度 B，二者取大值，mm；

$[v]$ ——梁的挠度限值，电厂楼层一级次梁按 $l/350$ 控制，支承有设备或单轨吊的钢梁按 $l/400$ 控制，mm。

（2）施工阶段钢梁有临时支撑时，按下式计算：

$$v=v_{s\mathrm{II}}\leqslant[v] \tag{6-98}$$

式中　$v_{s\mathrm{II}}$ ——使用阶段全部标准荷载产生的挠度，按短期效应组合和长期效应组合，并考虑滑移效应的折减刚度 B，二者取大值，mm。

（3）组合梁折减刚度 B。组合梁考虑滑移效应的折减刚度 B 按下式确定：

$$B=\frac{E_sI_{eq}}{I+\xi} \tag{6-99}$$

式中　E_s ——钢梁的弹性模量，N/mm²；

I_{eq} ——组合梁的换算截面惯性矩（对荷载的标准组合，可将截面中的混凝土翼板有效宽度除以钢材与混凝土弹性模量的比值 α_E 换算成钢截面宽度后，计算整个截面的惯性矩；对荷载的准永久组合，则除以 $2\alpha_E$ 换算成钢截面宽度后，计算整个截面的惯性矩。对于钢梁与压型钢板混凝土组合板构成的组合梁，取其较弱截面的换算截面进行计算，且不计压型钢板的作用），mm⁴；

ξ ——刚度折减系数。

ξ 按下式计算（当 $\xi\leqslant0$ 时，取 $\xi=0$）：

$$\xi=\eta\left[0.4-\frac{3}{(jl)^2}\right] \tag{6-100}$$

$$\eta=\frac{36Ed_cpA_0}{n_skhl^2} \tag{6-101}$$

$$j=0.81\sqrt{\frac{n_skA_1}{EI_0p}} \tag{6-102}$$

$$A_0=\frac{A_{cf}A}{\alpha_EA+A_{cf}} \tag{6-103}$$

$$A_1=\frac{I_0+A_0d_c^2}{A_0} \tag{6-104}$$

$$I_0=I+\frac{I_{cf}}{\alpha_E} \tag{6-105}$$

式中　A_{cf} ——混凝土翼板截面面积，对压型钢板混凝土组合板的翼板，取其较弱截面的面积，且不考虑压型钢板，mm²；

A ——钢梁截面面积，mm²；

I ——钢梁截面惯性矩，mm⁴；

I_{cf} ——混凝土翼板的截面惯性矩，对压型钢板混凝土组合板的翼板，取其较弱截面的惯性矩，且不考虑压型钢板，mm⁴；

d_c ——钢梁截面形心到混凝土翼板截面（对压型钢板混凝土组合板为其较弱截面）形心的距离，mm；

h ——组合梁截面高度，mm；

l ——组合梁的跨度，mm；

k ——抗剪连接件刚度系数，$k=N_v^c$，N/mm；

p ——抗剪连接件的纵向平均间距，$p=\frac{l_z}{n}$，mm；

n_s ——抗剪连接件在一根梁上的列数；

α_E ——钢材与混凝土弹性模量的比值。

当荷载效应按准永久组合计算时，式（6-103）、式（6-105）中的 α_E 应乘以 2。

简支组合梁在均布活荷载作用下的挠度计算见表 6-16。

表 6-16　简支组合梁在均布活荷载作用下的挠度

	施工时钢梁下无临时支撑	施工时钢梁下有临时支撑
挠度计算公式	$v_c=\frac{5g_{1k}l^4}{384E_{I_s}}+v_{c\mathrm{II}}\leqslant[v]$ $v_{c\mathrm{II}}$取下列两式中的较大值： $v_{sc\mathrm{II}}=\frac{5p_{sc\mathrm{II}}l^4}{384EB_s}$ $v_{sc\mathrm{II},l}=\frac{5p_{sc\mathrm{II},l}l^4}{384EB_l}$	$v_c=v\leqslant[v]$ 其中 v 取下列两式中的较大值： $v_{sc}=\frac{5p_{sc}l^4}{384EB_s}$ $v_{sc,l}=\frac{5p_{sc,l}l^4}{384EB_l}$

注　1. g_{1k}—施工阶段钢梁承受均布荷载的标准值。

2. $p_{sc\mathrm{II}}$、$p_{sc\mathrm{II},l}$—使用阶段各类均布荷载的标准值，分别按短期效应组合和长期效应组合。

3. p_{sc}、$p_{sc,l}$—使用阶段所有均布荷载的标准值，分别按短期效应组合和长期效应组合。

（三）抗剪连接件的计算

电厂工程中组合梁的抗剪连接件一般采用栓钉，也可采用槽钢、成品剪力钉。

1．栓钉连接件的承载力

$$N_v^c=\beta_v(0.43A_s\sqrt{E_cf_c})\leqslant(0.7A_sf_u)\beta_v \qquad (6\text{-}106)$$

式中 β_v——压型钢板影响栓钉承载力的折减系数，根据压型钢板的板肋与钢梁平行还是垂直情况，按式（6-107）或式（6-108）计算，无压型钢板时，$\beta_v=1.0$；

A_s——圆柱头（栓钉）钉杆截面面积，mm^2；

E_c——混凝土弹性模量，N/mm^2；

f_c——混凝土受压强度设计值，N/mm^2；

f_u——圆柱头（栓钉）极限抗拉强度设计值，当栓钉材料性能等级为4.6级时，取为$359N/mm^2$。

当压型钢板板肋平行于钢梁布置（见图 6-27），$b_w/h_e<1.5$时，β_v按下式计算：

$$\beta_v=0.6\frac{b_w}{h_e}\left(\frac{h_d-h_e}{h_e}\right)\leqslant1 \qquad (6\text{-}107)$$

式中 b_w——混凝土凸肋的平均宽度，当肋的上部宽度小于下部宽度时，改取上部宽度，mm；

h_e——混凝土凸肋高度，mm；

h_d——栓钉高度，mm。

当压型钢板肋板垂直于钢梁布置时，见图 6-28。

$$\beta_v=\frac{0.85}{\sqrt{n_0}}\frac{b_w}{h_e}\left(\frac{h_d-h_e}{h_e}\right)\leqslant1 \qquad (6\text{-}108)$$

式中 n_0——组合梁截面上一个肋板中配置的栓钉数，当总数大于2个时，应仍取2个。

非压型钢板底模的常用栓钉抗剪承载力设计值见表 6-17。

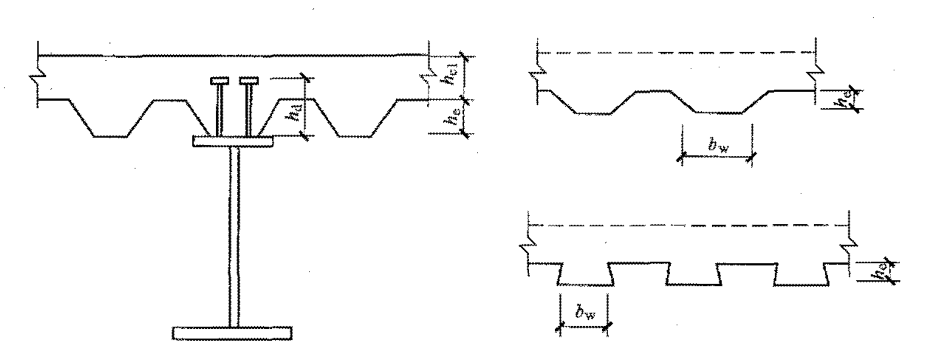


图 6-27 压型钢板板肋平行于钢梁布置

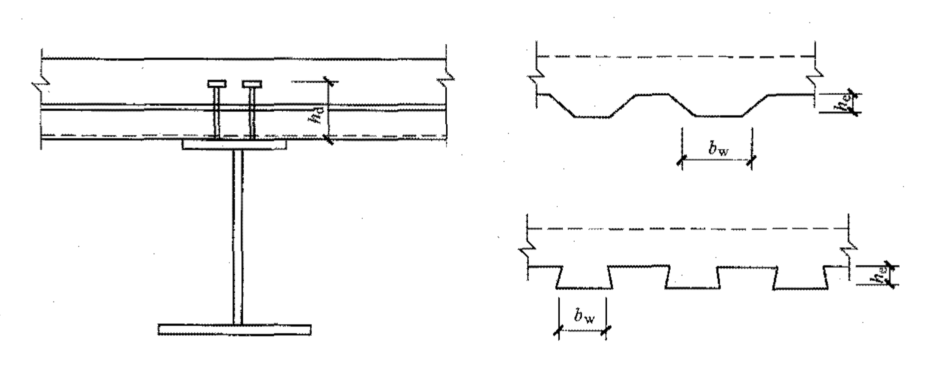


图 6-28 压型钢板板肋垂直于钢梁布置

表 6-17 **β_v=1.0 时栓钉的抗剪承载力设计值**

直径 d（mm）	截面面积 A_s（mm^2）	混凝土强度等级	一个栓钉 N_v^c（kN）		下列间距（mm）沿梁每米单排栓钉的抗剪承载力（kN）					
			$0.43A_s\sqrt{E_cf_c}$	$0.7A_sf_u$	150	200	250	300	350	400
16	201.1	C30	56.6	50.5	337	253	202	168	144	126
		C35	62.7							
		C40	68.1							
		C45	72.7							

续表

直径 d（mm）	截面面积 A_s（mm^2）	混凝土强度等级	一个栓钉 N_v^c（kN）		下列间距（mm）沿梁每米单排栓钉的抗剪承载力（kN）					
			$0.43A_s\sqrt{E_c f_c}$	$0.7A_s f_u$	150	200	250	300	350	400
19	283.5	C30	79.8	71.2	475	356	285	237	203	178
		C35	88.4							
		C40	96.0							
		C45	102.4							
22	380.1	C30	107.0	95.5	637	477	382	318	273	239
		C35	118.5							
		C40	128.7							
		C45	137.4							

2. 槽钢连接件的承载力

槽钢连接件通过肢尖肢背两条通长角焊缝与钢梁连接，角焊缝按承受该连接件的抗剪承载力设计值进行设计：

$$N_v^c = 0.26(t + 0.5t_w)l_c\sqrt{E_c f_c} \qquad (6\text{-}109)$$

式中　t——槽钢翼缘的平均厚度，mm；

t_w——槽钢腹板的厚度，mm；

l_c——槽钢的长度，mm。

常用规格的槽钢抗剪承载力设计值见表 6-18。

表 6-18　常用规格的槽钢抗剪承载力设计值　（kN）

槽钢规格	钢材等级	混凝土强度等级	焊缝高度（mm）	槽钢长度（mm）				
				50	60	80	100	120
[8	Q235	C30	5	89	107	143	179	215
			6					
		C35	5	98	117	156	195	234
			6					
		C40	5	98	117	156	195	234
			6	108	129	172	215	258
		C45	5	98	117	156	195	234
			6	115	138	184	230	275
[10	Q235	C30	5	95	114	152	190	228
			6					
		C35	5	98	117	156	195	234
			6	105	128	168	210	252
		C40	5	98	117	156	195	234
			6	114	137	183	228	274
		C45	5	98	117	156	195	234

3. 剪力钉连接件的承载力

涉外工程中组合梁多采用 HVB 系列剪力钉，其设计承载力及折减系数均按生产厂家提供的技术参数确定，见表 6-19。

表 6-19　剪力钉抗剪承载力　（kN）

剪力钉规格	标准抗剪力	设计抗剪力
HVB 80	41.7	33
HVB 95	43.7	35
HVB 110	47	37
HVB 125	47	37
HVB 140	47	37

（四）抗剪连接件间距的确定

混凝土翼缘板和钢梁叠合面之间的抗剪连接件计算，采用塑性设计，并作如下假定：

（1）同一剪跨区内各剪力件所承担的纵向剪力是均匀的。

（2）根据梁的弯矩图（见图 6-29）或剪力图（见图 6-30）划分若干剪跨区。通常剪跨区按最大弯矩或较大集中荷载的作用处或弯矩零点进行划分。

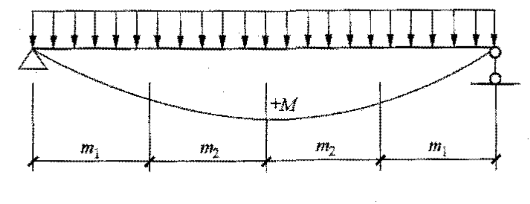


图 6-29　简支梁剪跨区的划分

（3）每个剪跨区段内钢梁与混凝土翼板交界面的纵向剪力 V_s 取 Af 和 $b_e h_{c1} f_c$ 中的较小者。每个剪跨区连接件总数量 n_f 按下式计算：

$$n_f = V_s / N_v^c \qquad (6\text{-}110)$$

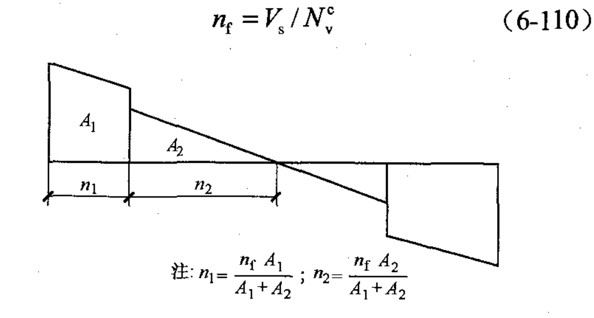


图 6-30　集中荷载作用时抗剪力的分配

其中部分抗剪连接组合梁，其连接件的个数不得少于 50% n_f。

（4）以压型钢板做底模时，抗剪件的间距为压型钢板波谷的间距，此时组合梁优先按部分抗剪设计。

（五）组合梁板托及翼缘板内横向钢筋的验算

组合梁板托及翼缘板横向钢筋抗剪承载力验算，是分别验算图 6-31 中所示的纵向界面 *a-a*、*b-b* 及 *c-c*，组合梁板托及翼缘板纵向界面抗剪极限状态表达式为：

$$V_{1.1} \leqslant V_{u1.1} \qquad (6\text{-}111)$$

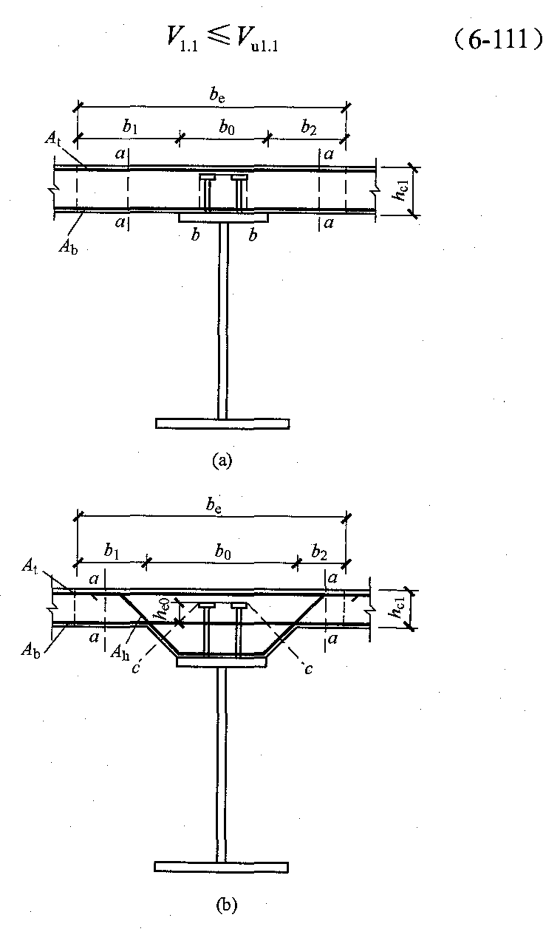


图 6-31　验算抗剪界面位置示意图

（a）无板托；（b）有板托

荷载作用引起的单位长度界面剪力 $V_{1.1}$ 应根据各自界面，分别按下列公式计算：

（1）对于界面 *b-b* 和 *c-c*：

$$V_{1.1} = \frac{n_i N_v^c}{a_i} \qquad (6\text{-}112)$$

式中　n_i ——一个横截面上连接件的个数；

N_v^c ——一个连接件抗剪承载力设计值，N；

a_i ——连接件纵向间距，mm。

（2）对于混凝土翼缘板的纵向竖界面 *a-a*，取式（6-113）和式（6-114）中的较大值：

$$V_{1.1} = \frac{n_i N_v^c}{a_i} \times \frac{b_1}{b_e} \qquad (6\text{-}113)$$

$$V_{1.1} = \frac{n_i N_v^c}{a_i} \times \frac{b_2}{b_e} \qquad (6\text{-}114)$$

式中　b_1、b_2——梁外侧和内侧板的计算宽度，按式（6-85）计算，mm；

b_e——组合梁混凝土板的有效计算宽度，按式（6-85）计算，mm。

（3）单位长度界面上界面抗剪承载力 $V_{u1.1}$ 按下式计算：

$$V_{u1.1} = 0.9 b_f + 0.8 A_e f_r \leqslant 0.25 b_f f_c \qquad (6\text{-}115)$$

式中　0.9——常量，N/mm²；

b_f ——纵向界面长度，按图 6-32 中所示的 *a-a*、*b-b*、*c-c* 连线在抗剪连接件以外的最短长度，mm；

A_e ——单位长度界面上横向钢筋的截面面积，mm²/mm；

f_r ——钢筋抗拉强度设计值，N/mm²。

对于界面 *a-a*：

$$A_e = A_h + A_t$$

式中　A_b、A_t ——翼缘板底部和上部单位长度界面上横向钢筋的截面面积。

对于界面 *b-b*：

$$A_e = 2A_b$$

$$h_{e0} = h_d - 35 - h_{c2}$$

对于有板托的界面 *c-c*：

当 h_{e0}＜30mm 时：

$$A_e = 2A_h$$

当 h_{e0} ≥30mm 时：

$$A_e = 2(A_h + A_b)$$

式中　A_b ——板托单位长度界面上横向钢筋的截面面积。

（4）横向钢筋最小配筋应符合下式：

$$A_e f_r / b_f > 0.75 \qquad (6\text{-}116)$$

式中　0.75——常量，N/mm。

三、构造要求

1. 组合梁截面尺寸要求

（1）组合梁的高跨比 $\frac{h}{l}=\frac{1}{16}\sim\frac{1}{15}$。

（2）组合梁的截面高度不宜超过钢梁截面高度的2.5倍。

（3）钢梁上翼缘的宽度不得小于120mm，一般不小于150mm。

2. 混凝土板及板托的构造要求

（1）组合梁的混凝土翼缘板厚度一般采用100、120、140mm，采用压型钢板底模时，压型钢板凸肋顶面到混凝土板顶的厚度应不小于50mm。

（2）混凝土板托高度 h_{c2} 不宜超过翼缘板厚度 h_{c1} 的1.5倍，板托顶面宽度不宜小于钢梁上翼缘宽度与 $1.5h_{c2}$ 之和，见图6-32。

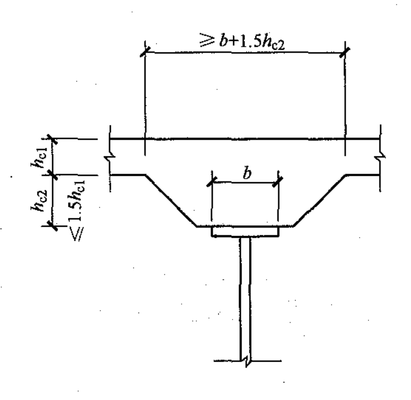


图6-32　板托尺寸的要求

（3）组合梁边梁混凝土板的构造要求应满足图6-33的要求。有板托时，伸出长度不宜小于 h_{c2}；无板托时，应同时满足伸出钢梁中心线不小于150mm、伸出钢梁翼缘边不小于50mm的要求。

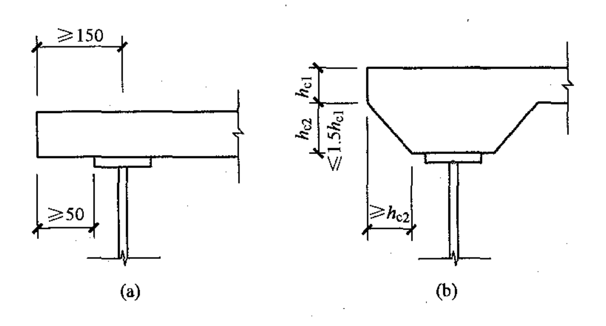


图6-33　边梁混凝土板的要求

（a）无板托；（b）有板托

（4）板托轮廓线应在自连接件根部算起的45°仰角之外，见图6-34。

（5）板托内应配置横向钢筋，其下部水平段应设置在钢梁上翼缘50mm的范围内；横向钢筋的间距不应大于 $4h_{c2}$，且不大于600mm。

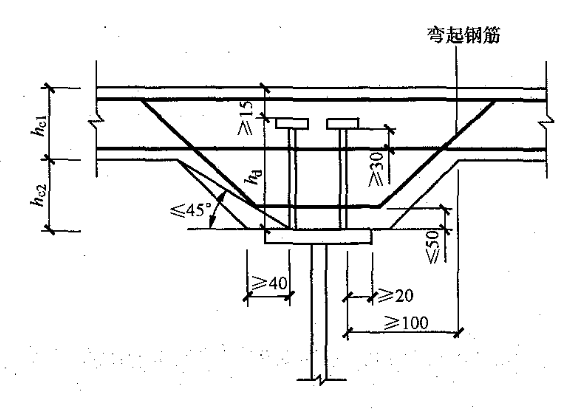


图6-34　连接件的构造要求

3. 抗剪连接件的构造要求

（1）栓钉钉头下表面或槽钢上翼缘下表面宜高出翼缘板底部钢筋顶面30mm。

（2）连接件的最大间距不应大于混凝土翼缘板（含板托）厚度的4倍，且不大于400mm。

（3）连接件的外侧边缘与钢梁上翼缘边的间距不应小于20mm，与板托下部边缘的间距不应小于40mm，与板托上部翼板边缘的间距不应小于100mm。

（4）连接件顶面的混凝土保护层厚度不应小于15mm。

（5）部分抗剪连接的抗剪连接件实配的个数不得少于完全抗剪连接的抗剪连接件数量的50%。

（6）当栓钉位置不正对钢梁腹板时，钢梁上翼缘不承受拉力，则栓钉焊杆直径不应大于钢梁上翼缘厚度的2.5倍。

（7）栓钉的长度不应小于其杆径的4倍。

（8）栓钉沿钢梁轴线方向的间距不小于杆径的6倍，垂直于钢梁轴线方向的间距不小于杆径的4倍。

（9）采用压型钢板底模时，栓钉的杆径不大于19mm，混凝土凸肋宽度不小于栓钉杆径的2.5倍，栓钉的高度 h_d 应符合 $(h_{c2}+30)\leqslant h_d\leqslant(h_{c2}+75)$ 的要求。

（10）槽钢连接件沿钢梁轴线方向的最大间距不应大于4倍钢梁翼缘厚度，且不大于600mm。

（11）栓钉的直径一般选用16、19、22mm；槽钢一般采用Q235B钢，规格选用［8、［10、［12，且槽钢翼缘肢尖方向应与混凝土板中水平剪应力的方向一致。

第七节　计　算　算　例

在火力发电厂主厂房钢结构框架设计中，因为要考虑抗震，应采用等强度设计法。等强度设计法是按被连接柱翼缘和腹板的净截面面积的等强度条件来进行拼接连接的设计。它多用于抗震设计或弹塑性设计

结构中柱的拼接连接设计，以确保结构体的连续性、强度和刚度。

以下均为主厂房连接节点的相关算例。

一、柱的拼接算例

柱与柱的拼接连接节点设计（含抗震设计）。

1. 设计条件

某电厂 B 排柱，拼接节点处层高为 6.78m，H 形截面柱采用 H1100mm×600mm×30mm×40mm（内圆弧半径 r=40mm），拼接连接节点设置在柱下部距楼板面 1.5m 处；作用在拼接连接处的轴心压力 N=5930kN，绕强轴的弯矩 M_x=1256kN·m，剪力 V=275kN；柱及其拼接连接板均采用 Q345B 钢（极限抗拉强度最小值 f_u=510N/mm^2，屈服强度 f_y=295N/mm^2，抗拉、抗压、抗弯强度设计值 f=265N/mm^2，抗剪强度设计值 f_v=170N/mm^2）；翼缘和腹板的连接均采用 10.9 级的 M24 高强度螺栓摩擦型双剪连接，摩擦系数 0.45，螺栓孔径为 26mm。

2. 拼接连接计算

（1）柱的截面特性：

$$A=600\times40\times2+(1100-2\times40)\times30=78600\ (\text{mm}^2)$$

$$A_F=600\times40=24000\ (\text{mm}^2)$$

$$A_W=(1100-2\times40)\times30=30600\ (\text{mm}^2)$$

$$\begin{aligned}I_{0x}&=600\times40\times(550-40/2)^2\times2+30\times(1100-2\times40)^3/12\\&\quad+2\times600\times40^3/12\\&=1348320\times10^4+265302\times10^4+640\times10^4\\&=1614262\times10^4\ (\text{mm}^4)\end{aligned}$$

$$W_{0x}=1614262\times10^4/550=29350\times10^3\ (\text{mm}^3)$$

查《钢结构设计手册（上册）》（第三版）表 20-7，可知 M24 螺栓双面抗剪承载力 N_v^{bH}=182.2kN。

（2）柱单侧翼缘和腹板在轴心压力和弯矩的共同作用下，其拼接连接所需的高强度螺栓数目。

柱单侧翼缘：

$$W_{nx}^c=29350\times10^3\times0.85=24948\times10^3\ (\text{mm}^3)$$

$$\eta_{Fc}=\frac{W_{nx}^c f}{(H_c-t_{Fc})N_v^{bH}}=\frac{24948\times10^3\times265}{(1100-40)\times182.2\times10^3}=34.23(\text{个})$$

实取 42 个。

柱腹板：

$$A_{nW}^c=30600\times0.85=26010\ (\text{mm}^2)$$

$$\eta_{Wc}=\frac{A_{nW}^c f}{N_v^{bH}}=\frac{26010\times265}{182.2\times10^3}=37.83(\text{个})$$

实取 45 个。

（3）柱翼缘外侧拼接连接板的厚度。

$$t_1=\frac{1}{2}t_{Fc}+2=\frac{1}{2}\times40+2=22\ (\text{mm})$$

实取 t_1=24mm，板采用−24mm×600mm×1285mm。

翼缘内侧拼接连接板的宽度：

$$b=[600-(30+2\times40)]/2=245\ (\text{mm})$$

取 b=240mm。

翼缘内侧拼接连接板的厚度：

$$t_2=\frac{t_{Fc}B_c}{4b}+3=\frac{40\times600}{4\times240}+3=28\ (\text{mm})$$

如果采用内侧拼接连接板的截面面积与外侧拼接连接板的截面面积相等，则

$$t_2=\frac{24\times600}{2\times240}=30\ (\text{mm})$$

实取 t_2=32mm，板采用 2×（−32mm×240mm×1285mm）。

腹板两侧拼接连接板的厚度：

$$t_3=\frac{t_{Wc}h_{Wc}}{2h}+1=\frac{30\times(1100-2\times40)}{2\times860}+1=18.79\ (\text{mm})$$

实取 t_3=22mm，板采用 2×（−22mm×820mm×925mm）。

拼接连接板的厚度为：t_1=24mm，t_2=32mm，t_3=22mm。

拼接连接板的尺寸和高强度螺栓的配置如图 6-35 所示。

（4）拼接连接板的校核。

1）净截面面积的校核。

柱单侧翼缘板的净截面面积：

$$A_{nF}^c=40\times600-4\times40\times26=19840\ (\text{mm}^2)$$

柱单侧翼缘拼接连接板的净截面面积：

$$\begin{aligned}A_{nF}^{PL}&=(600-4\times26)\times24+(240\times2-4\times26)\times32\\&=11904+12032=23936\ (\text{mm}^2)>A_{nF}^c\\&=19840\text{mm}^2\end{aligned}$$

满足要求。

柱腹板的净截面面积：

$$A_{nW}^c=30\times(1100-2\times40)-8\times30\times26=24360\ (\text{mm}^2)$$

柱腹板拼接连接板的净截面面积：

$$A_{nW}^{PL}=(860-8\times26)\times22\times2=28688\ (\text{mm}^2)>A_{nW}^c=24360\text{mm}^2$$

满足要求。

2）拼接连接板刚性的校核。

柱上螺栓孔的截面惯性矩：

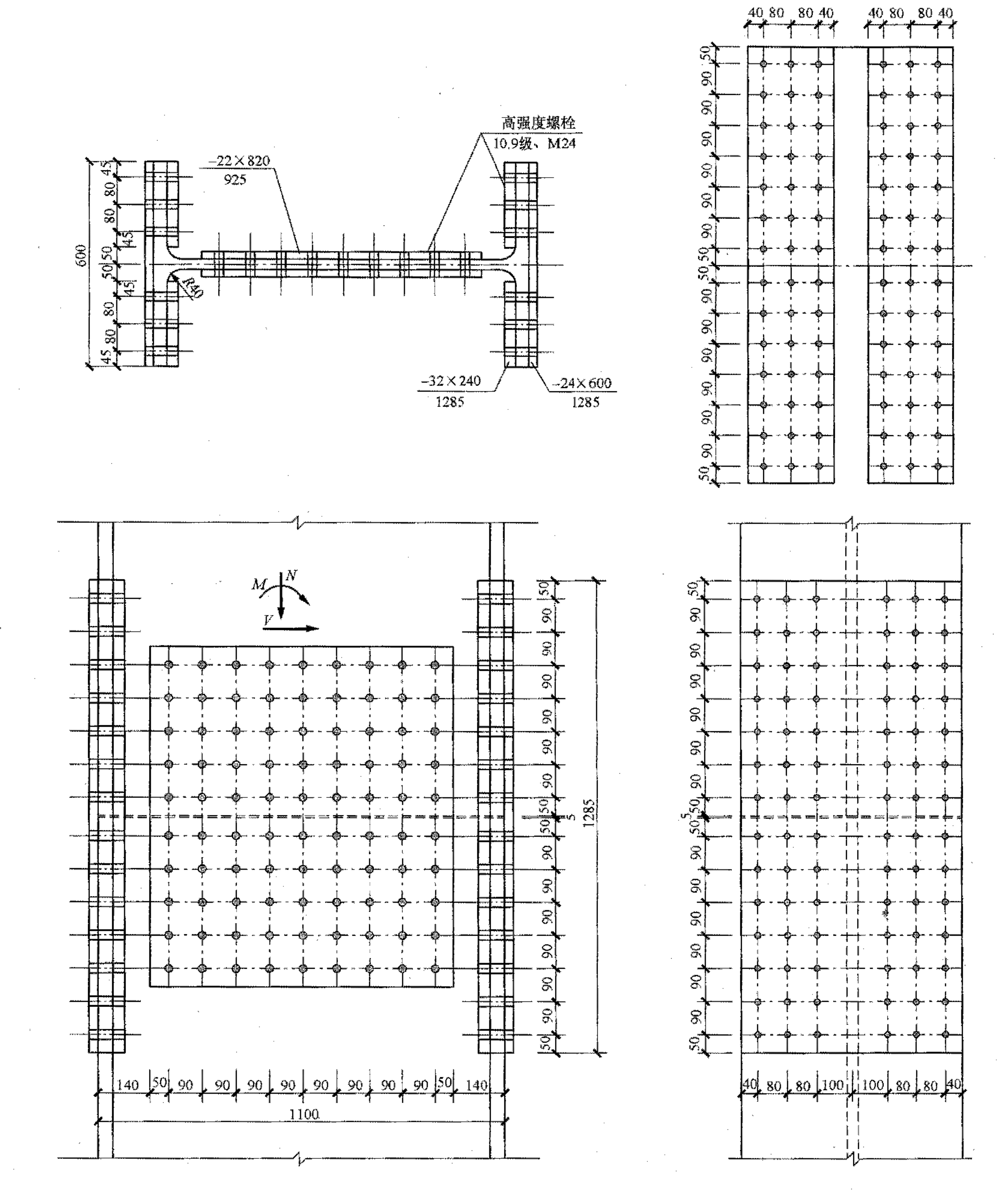


图 6-35　柱与柱的拼接连接示意图（一）

$$I_{0R}^{c}=\left(\frac{26\times40^{3}}{12}\times4+26\times40\times530^{2}\times4+\frac{30\times26^{3}}{12}\times8\right.$$
$$+30\times26\times350^{2}+30\times26\times250^{2}+30\times26\times150^{2}$$
$$\left.+30\times26\times50^{2}\right)\times2$$
$$=266650\times10^{4}\ (\mathrm{mm}^{4})$$

扣除螺栓孔后柱的净截面惯性矩：

$$I_{nx}^{c}=I_{0x}^{c}-I_{nR}^{c}=(1613622-266650)\times10^{4}$$
$$=1346972\times10^{4}\ (\mathrm{mm}^{4})$$

柱的净截面模量：

$$W_{nx}^{c}=\frac{1346972\times10^{4}}{550}=24490\times10^{3}\ (\mathrm{mm}^{3})$$

拼接连接板的毛截面惯性矩：

$$I_{0x}^{PL}=\left(\frac{600\times24^{3}}{12}+600\times24\times562^{2}+\frac{240\times32^{3}}{12}\times2\right.$$
$$\left.+240\times32\times492^{2}\times2\right)\times2+\frac{22\times860^{3}}{12}\times2$$
$$=(1659710+233220)\times10^{4}$$
$$=1892930\times10^{4}\ (\mathrm{mm}^{4})$$

拼接连接板上螺栓孔的截面惯性矩：

$$I_{0R}^{PL}=\left(\frac{26\times24^3}{12}\times4+26\times24\times562^2\times4+\frac{26\times32^3}{12}\times4+26\times32\times494^2\times4\right)\times2+\left(\frac{22\times26^3}{12}\times8+22\times26\times350^2\times2+22\times26\times250^2\times2+22\times26\times150^2\times2+22\times26\times50^2\times2\right)\times2$$

$$=(320180+48100)\times10^4$$

$$=368280\times10^4\ (\text{mm}^4)$$

拼接连接板扣除螺栓孔后的截面惯性矩：

$$I_{nx}^{PL}=I_{0x}^{PL}-I_{0R}^{PL}=(1892930-368280)\times10^4$$

$$=1524650\times10^4\ (\text{mm}^4)$$

拼接连接板的净截面抵抗矩：

$$W_{nx}^{PL}=\frac{1524650\times10^4}{562}=27129\times10^3\ (\text{mm}^3)>W_{nx}^{c}=24490\times10^3\ \text{mm}^3$$

满足要求。

（5）按抗震要求对拼接连接节点最大承载力的校核。

1）柱的全塑性弯矩：

$$M_{Px}^{c}=W_Pf_y=\left[B_ct_{Fc}(H_c-t_{Fc})+\frac{1}{4}(H_c-2t_{Fc})^2t_{Wc}\right]f_y$$

$$=\left[600\times40\times(1100-40)+\frac{1}{4}\times(1100-2\times40)^2\times30\right]\times295$$

$$=(25440+7803)\times10^3\times295$$

$$=9806.7\ (\text{kN}\cdot\text{m})$$

2）拼接连接节点最大承载力的校核。

a．对弯矩：

柱翼缘拼接连接板净截面抗拉最大承载力的相应最大弯矩：

$$A_{nF1}^{c}=(600-6\times26)\times24=10656\ (\text{mm}^2)$$

$$A_{nF2}^{c}=2\times32\times(240-3\times26)=10368\ (\text{mm}^2)$$

$$M_{u1}=A_{nF1}^{c}f_u(H_c+t_1)+A_{nF2}^{c}f_u(H_c-2t_{Fc}-t_2)$$

$$=10656\times510\times(1100+24)+10368\times510\times(1100-2\times40-32)$$

$$=11333\ (\text{kN}\cdot\text{m})$$

柱翼缘连接高强度螺栓抗剪最大承载力的相应最大弯矩：

$$M_{u2}=0.75n_fnA_e^{bH}f_u^{bH}(H_c-t_{Fc})$$

$$=0.75\times2\times42\times353\times1040\times(1100-40)$$

$$=24516.3\ (\text{kN}\cdot\text{m})$$

柱翼缘板边端截面抗拉最大承载力的相应最大弯矩：

$$M_{u3}=net_{Fc}f_u(H_c-t_{Fc})$$

$$=42\times50\times40\times510\times(1100-40)$$

$$=45410.4\ (\text{kN}\cdot\text{m})$$

柱翼缘拼接连接板边端截面抗拉最大承载力的相应最大弯矩：

$$M_{u4}=nef_u[t_1(H_c+t_1)+t_2(H_c-2t_{Fc}-t_2)]$$

$$=42\times50\times510\times[24\times(1100+24)+32\times(1100-2\times40-32)]$$

$$=62752\ (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$M_u=\min(M_{u1}、M_{u2}、M_{u3}、M_{u4})$$

$$=11333\ (\text{kN}\cdot\text{m})<1.2M_{Px}$$

$$=1.2\times9806.7$$

$$=11768.04\ (\text{kN}\cdot\text{m})$$

不满足要求，需要通过调整 t_1 和 t_2 的厚度来增加 M_{u1} 的值，经多次试算，t_1 取 26mm，t_2 取 34mm，则

$$M_{u1}=12168.7\text{kN}\cdot\text{m}>1.2M_{Px}=11768.04\text{kN}\cdot\text{m}$$

满足要求。

调整后相关连接板厚见图 6-36。

b．对剪力：

柱腹板净截面面积的抗剪最大承载力：

$$A_{nW}^{c}=30\times(1100-2\times40)-9\times30\times26$$

$$=23580\ (\text{mm}^2)$$

$$V_{u1}=A_{nW}^{c}f_u/\sqrt{3}=23580\times510/\sqrt{3}=6943\ (\text{kN})$$

柱腹板拼接连接板净截面面积的抗剪最大承载力：

$$A_{nW}^{PL}=(820-9\times26)\times22\times2=25784\ (\text{mm}^2)$$

$$V_{u2}=A_{nW}^{PL}f_u/\sqrt{3}=25784\times510/\sqrt{3}=7592\ (\text{kN})$$

柱腹板连接高强度螺栓的抗剪最大承载力：

$$V_{u3}=0.75n_fnA_e^{bH}f_u^{bH}$$

$$=0.75\times2\times45\times353\times1040$$

$$=24780.6\ (\text{kN})$$

$$V_u=\min(V_{u1}、V_{u2}、V_{u3})=6943\ (\text{kN})>1.25V_{pm}$$

$$=1.25\frac{2M_{Px}^{c}}{h_c}=1.25\times\frac{2\times9806}{6780}$$

$$=3615.8\ (\text{kN})$$

满足要求。

3）螺栓孔对柱截面削弱率的校核。

柱的毛截面面积：A_0=78600mm^2。

螺栓孔的削弱面积：

A_R=26×40×6×2+26×30×9=19500（mm^2）

螺栓孔对柱截面的削弱率：

$$\mu_R=\frac{A_R}{A_0}\times100\%=\frac{19500}{78600}\times100\%=24.8\%<25\%$$

满足要求。

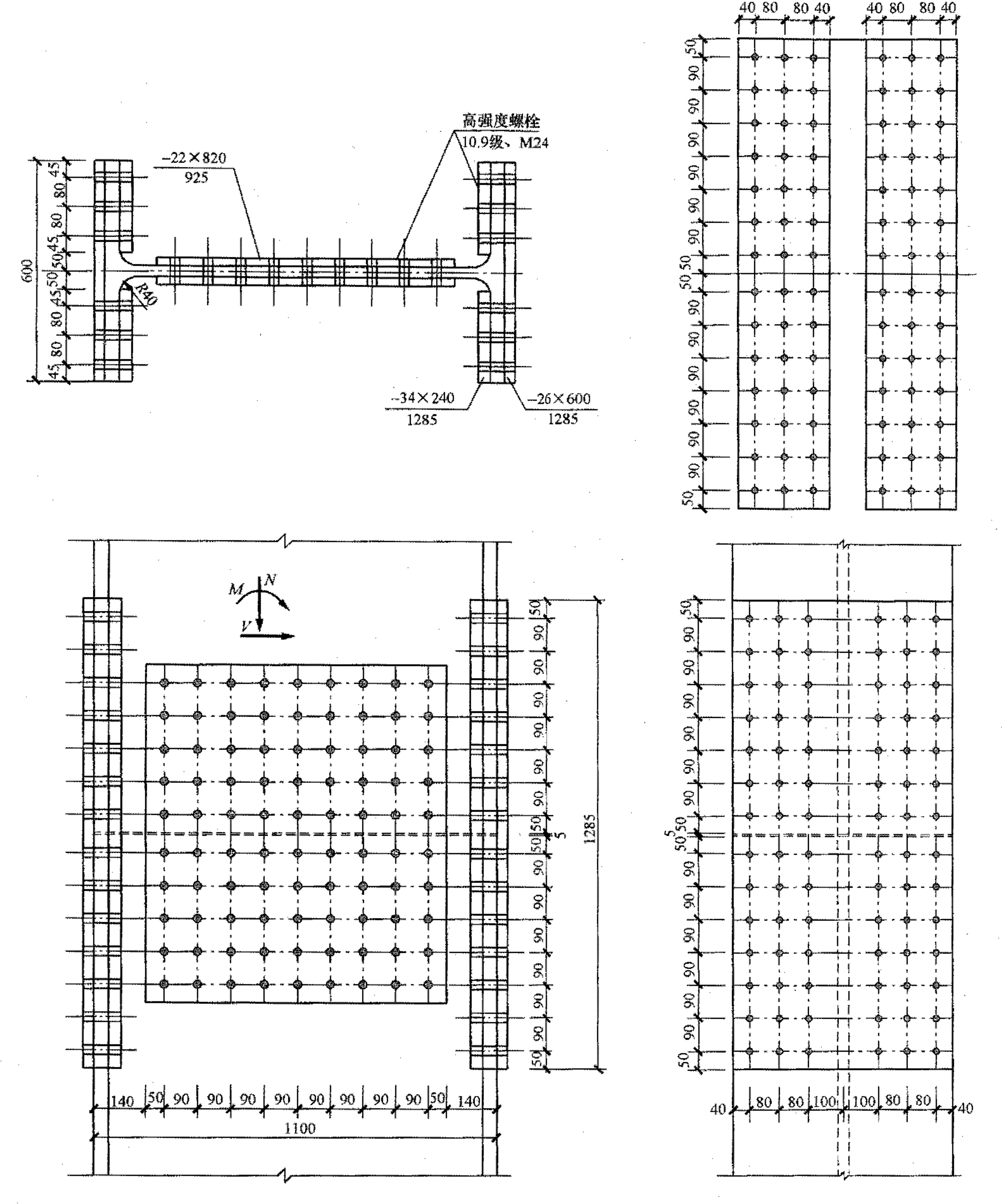


图 6-36 柱与柱的拼接连接示意图（二）

二、梁的拼接算例（含抗震设计）

1. 设计条件

某电厂除氧器框架梁跨度为 10.5m，H 形截面梁采用 H1800mm×500mm×30mm×45mm（内圆弧半径 r=50mm），拼接连接节点设置在距梁端 1.5m 处；梁及其拼接连接板均采用 Q345B 钢（极限抗拉强度最小值 f_u=510N/mm²，屈服强度 f_y=295N/mm²，抗拉、抗压、抗弯强度设计值 f=265N/mm²，抗剪强度设计值 f_v=170N/mm²）；翼缘和腹板的连接均采用 10.9 级的 M24 高强度螺栓摩擦型双剪连接，摩擦系数 0.45，螺栓孔径为 26mm。

2. 拼接连接计算

（1）梁单侧翼缘和腹板的净截面面积估算和相应的连接螺栓数目估算。

净截面面积估算：

$$A_{nF}^{a}=500\times45\times0.85=19125\ (\text{mm}^2)$$

$$A_{nW}^{a}=(1800-2\times45)\times30\times0.85=43605\ (\text{mm}^2)$$

连接螺栓数目估算：

$$n_{\mathrm{Fb}}^{\mathrm{a}}=\frac{A_{\mathrm{nF}}^{\mathrm{a}}f}{N_{\mathrm{v}}^{\mathrm{bH}}}=\frac{19125\times265}{182.2\times10^{3}}=27.81$$

采用 36 个。

$$n_{\mathrm{Wb}}^{\mathrm{a}}=\frac{A_{\mathrm{nW}}^{\mathrm{a}}f_{\mathrm{v}}}{N_{\mathrm{v}}^{\mathrm{bH}}}=\frac{43605\times170}{182.2\times10^{3}}=40.68$$

采用 42 个。

注：一个 10.9 级的 M24 高强度螺栓摩擦型连接的承载力设计值，当采用双剪连接且构件在连接处接触面的处理方法为喷砂时，摩擦系数取 0.45，查《钢结构设计手册（上册）》（第三版）表 20-7，可知 $N_{\mathrm{v}}^{\mathrm{bH}}=182.2\mathrm{kN}$。

（2）翼缘外侧拼接连接板的厚度：

$$t_1=\frac{1}{2}t_{\mathrm{Fb}}+3=\frac{1}{2}\times40+3=23\ (\mathrm{mm})$$

实取 t_1=26mm，板采用 –26mm×500mm×1685mm。

翼缘内侧拼接连接板的宽度：

$$b=\frac{500-(30+2\times50)}{2}=185\ (\mathrm{mm})$$

取 b=180mm。

翼缘内侧拼接连接板的厚度：

$$t_2=\frac{t_{\mathrm{Fb}}B_{\mathrm{b}}}{4b}+4=\frac{45\times500}{4\times180}+4=35.25\ (\mathrm{mm})$$

取 t_2=40mm。

如果考虑内侧拼接连接板的截面面积与外侧拼接连接板截面面积相等，则

$$t_2=\frac{26\times500}{2\times180}=36.11\ (\mathrm{mm})$$

实取 t_2=40mm，板采用 2×(–40mm×180mm×1685mm)。

腹板两侧拼接连接板的厚度为：

$$t_3=\frac{t_{\mathrm{Wb}}h_{\mathrm{Wb}}}{2h}+1=\frac{30\times(1800-2\times45)}{2\times1420}+1=18.06\ (\mathrm{mm})$$

实取 t_3=22mm，板采用 2×(–22mm×645mm×1420mm)。

拼接连接板的尺寸和高强度螺栓的配置如图 6-37 所示。

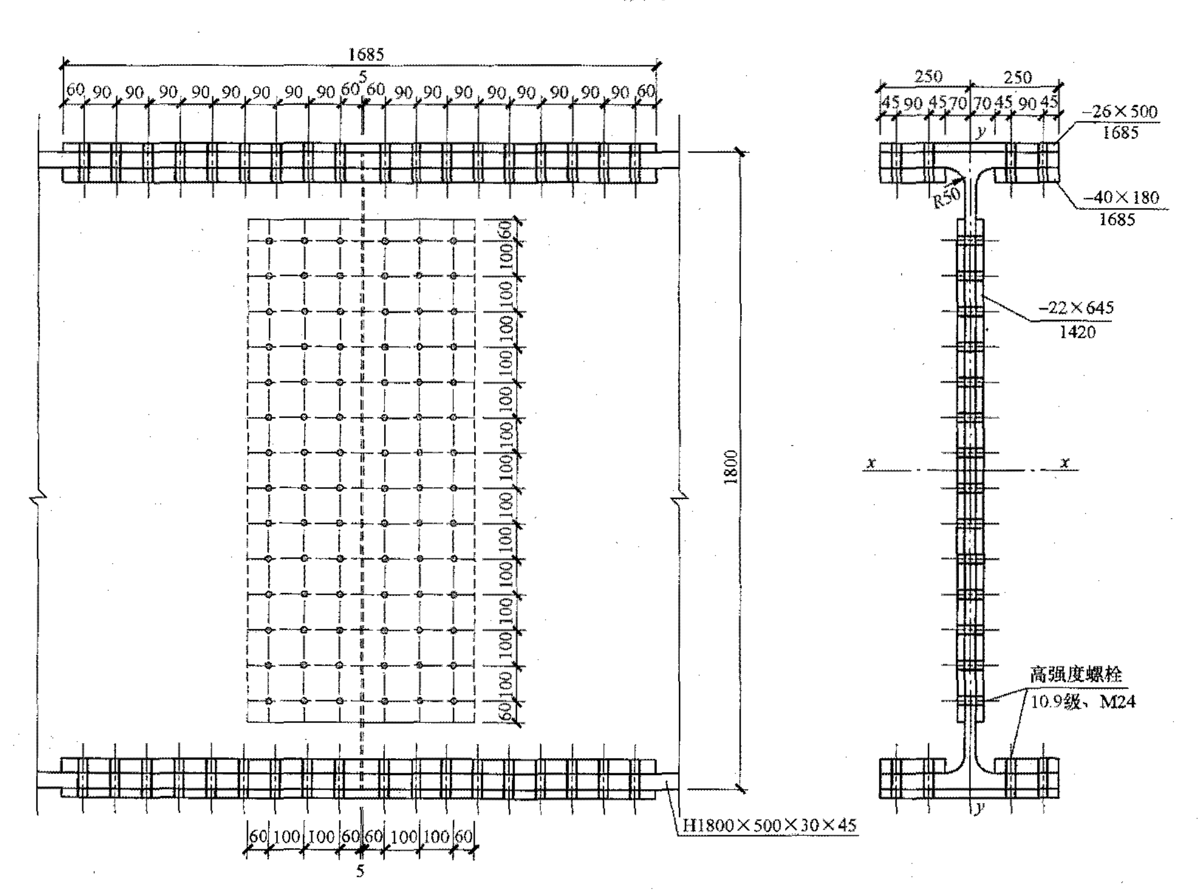


图 6-37 梁与梁的拼接连接示意图（一）

（3）梁的截面特性。

1）梁的毛截面面积、毛截面惯性矩和毛截面模量：

A=500×45×2+(1800–2×45)×30=96300（mm^2）

A_{F}=500×45=22500（mm^2）

A_{W}=(1800–2×45)×30=51300（mm^2）

I_{0x}=500×45×(900–45/2)^2×2+30×(1800–2×45)^3/12+2×500×45^3/12

=3465028×10^4+1250053×10^4+759×10^4

=4715840×10^4（mm^4）

W_{0x}=4715840×10^4/900=52398×10^3（mm^3）

2）梁上的螺栓孔截面惯性矩：

$$I_{xR}^{b}=\left(\frac{26\times45^{3}}{12}\times4+26\times45\times877.5^{2}\times4\right)\times2$$
$$+\left(\frac{30\times26^{3}}{12}\times14+30\times26\times650^{2}\times2+30\times26\times550^{2}\times2+30\times26\times450^{2}\times2+30\times26\times350^{2}\times2+30\times26\times250^{2}\times2+30\times26\times150^{2}\times2+30\times26\times50^{2}\times2\right)$$
$$=898395\times10^{4}\ (\text{mm}^{4})$$

3）扣除螺栓孔后梁的净截面惯性矩：

$$I_{nx}^{b}=I_{0x}^{b}-I_{xR}^{b}=(4715840-898395)\times10^{4}=3817445\times10^{4}\ (\text{mm}^{4})$$

4）梁的净截面模量：

$$W_{nx}^{b}=\frac{3817445\times10^{4}}{900}=42416\times10^{3}\ (\text{mm}^{3})$$

5）梁单侧翼缘的净截面面积：

$$A_{nF}^{b}=45\times500-4\times45\times26=17820\ (\text{mm}^{2})$$

6）梁腹板的净截面面积：

$$A_{nW}^{b}=30\times(1800-2\times45)-14\times30\times26=40380\ (\text{mm}^{2})$$

（4）梁的拼接连接按等强度设计法的设计内力值。

弯矩：

$$M_{n}^{b}=W_{nx}^{b}f=42416\times10^{3}\times265=11240.24\ (\text{kN}\cdot\text{m})$$

剪力：

$$V_{n}^{b}=A_{nW}^{b}f_{v}=40380\times10^{3}\times170=6864.6\ (\text{kN})$$

（5）校核在上述第（1）项中计算的连接螺栓数目：

$$n_{Fb}=\frac{W_{nx}^{b}f}{(H_{b}-t_{Fb})N_{v}^{bH}}=\frac{11240.24\times10^{6}}{(1800-45)\times182.2\times10^{3}}=35.13<36$$

满足要求。

$$n_{Wb}=\frac{A_{nW}^{b}f_{v}}{N_{v}^{bH}}=\frac{6864.6\times10^{3}}{182.2\times10^{3}}=37.68<42$$

满足要求。

（6）拼接连接板的校核。

1）净截面面积的校核。

单侧翼缘拼接连接板的净截面面积：

$$A_{nF}^{PL}=(500-4\times26)\times26+(180-2\times26)\times40\times2=20536\ (\text{mm}^{2})>A_{nF}^{b}=17820\text{mm}^{2}$$

满足要求。

腹板拼接连接板的净截面面积：

$$A_{nW}^{PL}=(1420-14\times26)\times22\times2=46464\ (\text{mm}^{2})>A_{nW}^{b}=40380\text{mm}^{2}$$

满足要求。

2）拼接连接板刚性的校核。

拼接连接板的毛截面惯性矩：

$$I_{0x}^{PL}=\left(\frac{500\times26^{3}}{12}+500\times26\times913^{2}+\frac{180\times40^{3}}{12}\times2+180\times40\times835^{2}\times2\right)\times2+\frac{22\times1420^{3}}{12}\times2$$
$$=(4175818+1049872)\times10^{4}=5225690\times10^{4}\ (\text{mm}^{4})$$

拼接连接板上的螺栓孔截面惯性矩：

$$I_{xR}^{PL}=\left(\frac{26\times26^{3}}{12}\times4+26\times26\times913^{2}\times4+\frac{26\times40^{3}}{12}\times4+26\times40\times835^{2}\times4\right)\times2+\left(\frac{22\times26^{3}}{12}\times14+22\times26\times650^{2}\times2+22\times26\times550^{2}\times2+22\times26\times450^{2}\times2+22\times26\times350^{2}\times2+22\times26\times250^{2}\times2+22\times26\times150^{2}\times2+22\times26\times50^{2}\times2\right)\times2$$
$$=(1031027+260350)\times10^{4}=1291377\times10^{4}\ (\text{mm}^{4})$$

拼接连接板扣除螺栓孔后的净截面惯性矩：

$$I_{nx}^{PL}=I_{0x}^{PL}-I_{xR}^{PL}=(5225690-1291377)\times10^{4}=3934313\times10^{4}\ (\text{mm}^{4})$$

拼接连接板的净截面抵抗矩：

$$W_{nx}^{PL}=\frac{3934313\times10^{4}}{913}=43092\times10^{3}\ (\text{mm}^{3})>W_{nx}^{b}=42416\times10^{3}\ \text{mm}^{3}$$

满足要求。

（7）按抗震要求对拼接连接节点最大承载力的校核。

1）梁的全塑性弯矩。

$$M_{Px}^{b}=W_{Px}^{b}f_{y}=[B_{b}t_{Fb}(H_{b}-t_{Fb})+\frac{1}{4}(H_{b}-2t_{Fb})^{2}t_{Wb}]f_{y}$$
$$=[500\times45\times(1800-45)+\frac{1}{4}\times(1800-2\times45)^{2}\times30]\times295=18118.4\ (\text{kN}\cdot\text{m})$$

2）拼接连接节点最大承载力的校核。

a. 对弯矩。

梁翼缘拼接连接板的净截面抗拉最大承载力的相应最大弯矩：

$$A_{nF1}^{PL}=(500-4\times26)\times26=10296\ (\text{mm}^{2})$$
$$A_{nF2}^{PL}=2\times40\times(180-2\times26)=10240\ (\text{mm}^{2})$$
$$M_{u1}=A_{nF1}^{PL}f_{u}(H_{b}+t_{1})+A_{nF2}^{PL}f_{u}(H_{b}-2t_{Fb}-t_{2})$$
$$=10296\times510\times(1800+26)+10240\times510\times(1800-2\times45-40)=18310\ (\text{kN}\cdot\text{m})$$

梁翼缘连接高强度螺栓抗剪最大承载力的相应最大弯矩：

$$M_{u2}=0.75n_{f}nA_{e}^{bH}f_{u}^{bH}(H_{b}-t_{Fb})$$
$$=0.75\times2\times40\times353\times1040\times(1800-45)$$
$$=38657.7\text{（kN·m）}$$

梁翼缘板边端截面抗拉最大承载力的相应最大弯矩：

$$M_{u3}=net_{Fb}f_{u}(H_{b}-t_{Fb})$$
$$=40\times45\times45\times510\times(1800-45)$$
$$=72499.1\text{（kN·m）}$$

梁翼缘拼接连接板边端截面抗拉最大承载力的相应最大弯矩：

$$M_{u4}=nef_{u}[t_{1}(H_{b}+t_{1})+t_{2}(H_{b}-2t_{Fb}-t_{2})]$$
$$=40\times45\times510\times[26\times(1800+26)+40\times(1800-2\times45-40)]$$
$$=104905\text{（kN·m）}$$

$$M_{u}=\min(M_{u1}、M_{u2}、M_{u3}、M_{u4})$$
$$=18310\text{kN·m}<1.2M_{Px}$$
$$=1.2\times18118.4=21742\text{（kN·m）}$$

不满足要求，需要通过调整 t_1 和 t_2 的厚度来增加 M_{u1} 的值，经多次试算，t_1 取 34mm，t_2 取 45mm，则

$$M_{u1}=22376\text{kN·m}>1.2M_{Px}=21742\ \text{kN·m}$$

满足要求。

调整后相关连接板厚度见图 6-38。

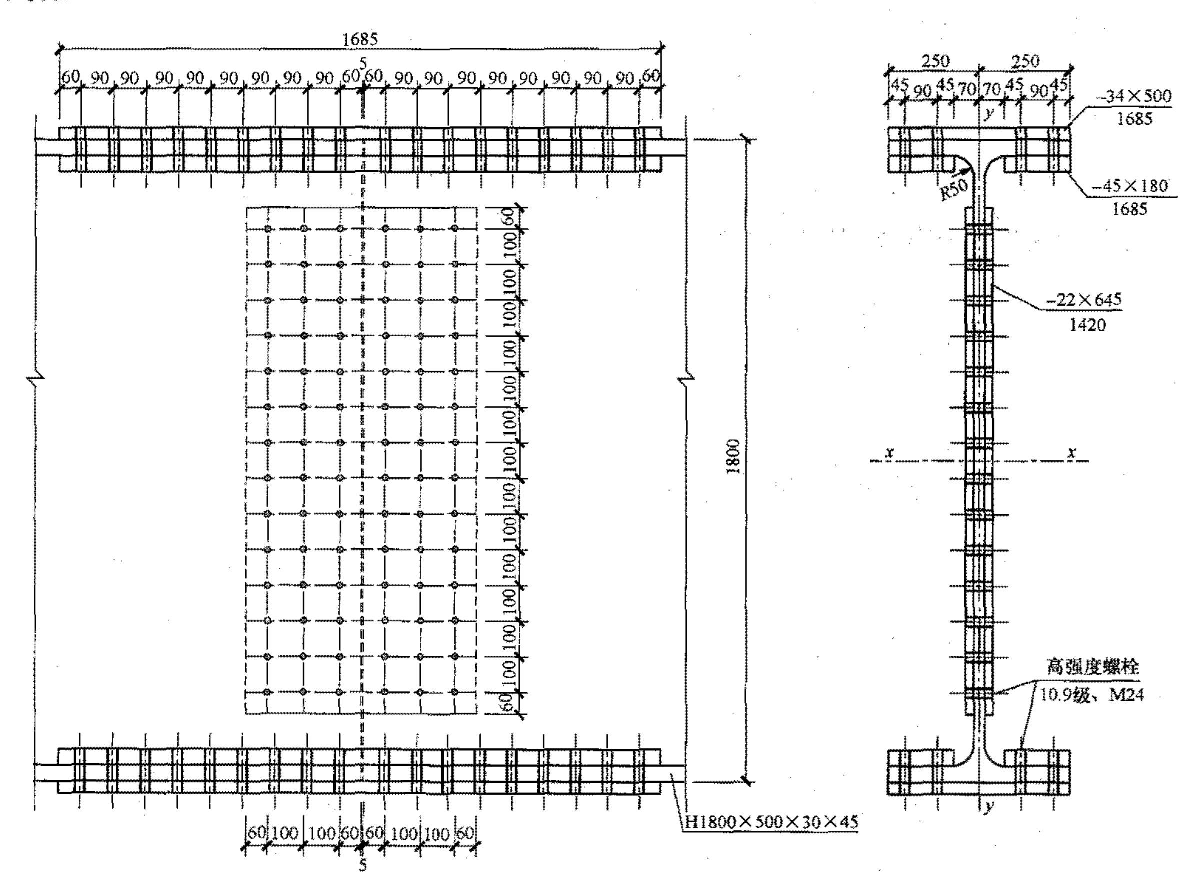


图 6-38　梁与梁的拼接连接示意图（二）

b．对剪力。

梁腹板净截面面积的抗剪最大承载力：

$$A_{nW}^{b}=30\times(1800-2\times45)-14\times30\times26$$
$$=40380\text{（mm}^2\text{）}$$
$$V_{u1}=A_{nW}^{c}f_{u}/\sqrt{3}=40380\times510/\sqrt{3}$$
$$=11890\text{（kN）}$$

梁腹板拼接连接板净截面面积的抗剪最大承载力：

$$A_{nW}^{PL}=(1420-14\times26)\times22\times2=46464\text{（mm}^2\text{）}$$
$$V_{u2}=A_{nW}^{PL}f_{u}/\sqrt{3}=46464\times510/\sqrt{3}=13681\text{（kN）}$$

腹板连接高强度螺栓的抗剪最大承载力：

$$V_{u3}=0.75n_{f}nA_{e}^{bH}f_{u}^{bH}=0.75\times2\times42\times353\times1040$$
$$=23128.6\text{（kN）}$$
$$V_{u}=\min(V_{u1}、V_{u2}、V_{u3})=11890\text{（kN）}>1.4V_{pm}$$
$$=1.4\frac{2M_{Px}^{b}}{l_{b}}=1.4\times\frac{2\times18118.4}{10500}$$
$$=4831.6\text{（kN）}$$

满足要求。

3）螺栓孔对梁截面削弱率的校核。

梁的毛截面面积：A_0=96300mm^2。

螺栓孔的削弱面积：

A_R=26×45×4×2+26×30×14=20280（mm^2）

螺栓孔对梁截面的削弱率：

$$\mu_R=\frac{A_R}{A_0}\times100\%=\frac{20280}{96300}\times100\%=21.1\%<25\%$$

满足要求。

三、刚性露出式柱脚的设计

1. 设计条件

某电厂 A 排柱作用于柱脚处的弯矩（绕强轴）M_x=2035kN·m，轴心压力 N=1513kN 和水平剪力 V=813kN，柱的层高为 7.73m，柱截面采用 H1000mm×520mm×26mm×35mm，柱及柱脚的连接板件、锚栓等均采用 Q345 钢，底板下混凝土的强度等级为 C30，f_c=14.3N/mm^2，锚栓直径采用 M48，f_t^a=180N/mm^2。

2. 柱脚设计计算

柱的截面特性：

A=520×35×2+(1000−2×35)×26=60580（mm^2）

A_F=520×35=18200（mm^2）

A_W=(1000−2×35)×26=24180（mm^2）

I_{0x}=520×35×(500−35/2)^2×2+26×(1000−2×35)^3/12+2×520×35^3/12

=847415×10^4+174277×10^4+372×10^4

=1022064×10^4（mm^4）

W_{0x}=1022064×10^4/500=20441×10^3（mm^3）

查《钢结构设计手册（上册）》（第三版）表 4-9，可知锚栓有效面积 $A_e^a=1473\ mm^2$。

（1）柱底板长度和宽度。设柱脚强轴一侧的锚栓为 4M48，则根据柱的截面尺寸和锚栓的设置构造要求，得到如图 6-39 所示的柱脚底板尺寸为 L=1480mm，B=960mm，l_t=120mm，则有效长度为：

l=L−l_t=1480−120=1360（mm）

柱脚底板处混凝土基础的面积取为 1900mm×1400mm。

（2）底板下混凝土最大受压应力的计算。

1）偏心类型判别。

$$\frac{L}{6}+\frac{l_t}{3}=\frac{1480}{6}+\frac{120}{3}=287\text{（mm）}$$

$$e=\frac{M_x}{N}=\frac{2035000}{1513}=1345\text{mm}>\frac{L}{6}+\frac{l_t}{3}=287\text{（mm）}$$

由上可知，锚栓承受拉力。

2）柱脚底板受压区长度的确定。

$$\frac{x}{l}=\frac{e-L/2}{l}=\frac{1345-740}{1360}=0.44$$

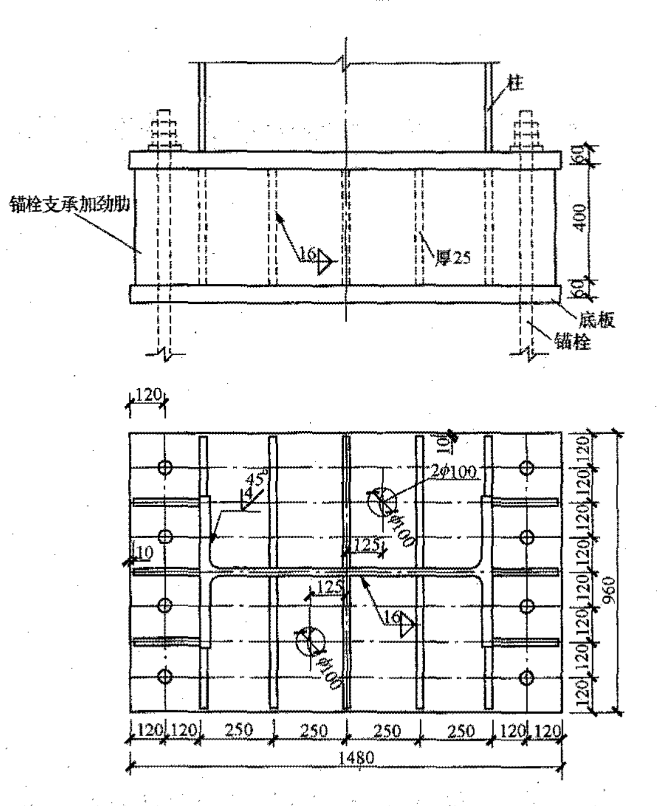


图 6-39　刚性露出式柱脚连接示意图

$$\rho=\frac{A_e^a}{Bl}=\frac{4\times1473}{960\times1360}=0.0045\approx0.005$$

根据 $\frac{x}{l}=0.44$，$\rho=0.005$，查《钢结构节点设计手册》（第二版）图 8-58 得 $\frac{x_n}{l}=0.34$，则底板受压区长度为：

$$x_n=0.34\times1360=462.4\text{（mm）}$$

3）底板下混凝土局部承压时的轴心抗压强度设计值。

底板下混凝土局部承压净面积为：

$$A_l=x_nB=462.4\times960=443904\text{（mm}^2\text{）}$$

根据 GB 50010《混凝土结构设计规范》的规定，局部受压面积与计算底面积同心对称的原则，得到局部受压时的计算底面积（见图 6-40）为：

$$A_b=882.4\times1400=1235360\text{（mm}^2\text{）}$$

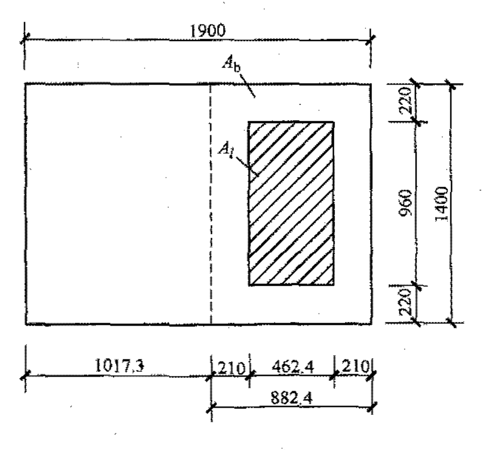


图 6-40　局部受压计算底面积示意图

混凝土局部承压时的轴心抗压强度设计值提高系数为：

$$\beta_l=\sqrt{\frac{A_b}{A_l}}=\sqrt{\frac{1235360}{443904}}=1.67$$

混凝土局部承压时的轴心抗压强度设计值为：

$$\beta_l f_c=1.67\times14.3=23.88\text{（N/mm}^2\text{）}$$

4）底板下混凝土的最大受压应力。

$$\sigma_c=\frac{2N\left(e+\dfrac{L}{2}-l_t\right)}{Bx_n\left(L-l_t-\dfrac{x_n}{3}\right)}$$

$$=\frac{2\times1573\times10^3(1345+740-120)}{960\times462.4\times\left(1480-120-\dfrac{462.4}{3}\right)}$$

$$=11.55\text{（N/mm}^2\text{）}<23.88\ \text{N/mm}^2$$

满足要求。

（3）锚栓的强度校核。

柱脚受拉侧锚栓所承受的总拉力：

$$T_a=\frac{N\left(e-\dfrac{L}{2}+\dfrac{x_n}{3}\right)}{L-l_t-\dfrac{x_n}{3}}$$

$$=\frac{1513\times\left(1345-740+\dfrac{462.4}{3}\right)}{1480-120-\dfrac{462.4}{3}}$$

$$=953\text{（kN）}$$

$$\sigma_t=\frac{T_a}{A_e^a}=\frac{953\times10^3}{4\times1473}$$

$$=161.66\text{（N/mm}^2\text{）}<f_t^a=180\ \text{N/mm}^2$$

满足要求。

（4）对水平剪力的校核。

由柱脚底板与底板下混凝土的摩擦所产生的水平抗剪承载力：

$$V_{fb}=0.4(N+T_a)=0.4\times(1513+953)$$

$$=986.4\text{（kN）}>V=813\ \text{kN}$$

满足要求。

还需验算剪力最大的工况，如果 $V_{fb}>0.4$（$N+T_a$），则基础底还应设置抗剪键。

（5）柱底板厚度 t_{Pb} 的校核。

1）受压侧底板的计算。

受压侧受力最大的底板区格如图 6-39 所示的三边支承板：

$$\frac{b_2}{a_2}=\frac{230}{240}=0.96$$

查表 6-12 得 $\alpha=0.109$。

底板的最大弯矩：

$$M_2=\alpha\sigma_c a_2^2=0.109\times11.55\times240^2$$

$$=0.072516\text{（kN·m）}$$

底板的厚度 t_{Pb}：

$$t_{Pb}=\sqrt{\frac{6M}{f}}=\sqrt{\frac{6\times72516}{265}}=40.5\text{（mm）}$$

取 t_{Pb}=60mm

2）受拉侧底板的计算。

受拉侧受力最大的底板区格如图 6-39 所示的承受锚栓拉力的三边支承底板，此时底板的厚度 t_{Pb} 为：

$$t_{Pb}=\sqrt{\frac{6\bar{N}_{ta}l_{ai}}{(D+2l_{ai})f}}$$

$$=\sqrt{\frac{6\times953\times10^3/4\times120}{(51+2\times120)\times265}}$$

$$=47.16\text{（mm）}<60\text{mm}$$

满足要求。

（6）锚栓支承加劲肋的计算。

由底板下混凝土的分布反力得到的剪力为：

$$V_i=\alpha_{Ri}l_{ai}\sigma_c=240\times230\times11.55$$

$$=637.56\text{（kN）}>\bar{N}_{ta}=\frac{953}{4}=238.25\text{（kN）}$$

假设锚栓支承加劲肋的高度和厚度为：h_{Ri}=400mm，t_{Ri}=25mm。

锚栓支承加劲肋的剪应力：

$$\tau_R=\frac{V_i}{h_{Ri}t_{Ri}}=\frac{637.56\times10^3}{400\times25}$$

$$=63.76\text{（N/mm}^2\text{）}<f_v=180\ \text{N/mm}^2$$

宽厚比 $\dfrac{b_{Ri}}{t_{Ri}}=\dfrac{230}{25}=9.2<18$

设支承加劲肋与柱板件的竖向连接角焊缝的焊脚尺寸 h_f=16mm，焊缝计算长度 l_w=390mm，则角焊缝的抗剪强度为：

$$\tau_f=\frac{637.56\times10^3}{2\times0.7\times16\times390}$$

$$=72.98\text{（N/mm}^2\text{）}<f_f^w=200\ \text{N/mm}^2$$

（7）柱与底板连接焊缝的计算。

柱翼缘采用完全焊透的坡口对接焊缝连接，腹板采用双面角焊缝连接，焊接尺寸 h_f=16mm，焊缝计算长度为：

$$l_w=1000-2\times35-2\times40-10=840\text{（mm）}$$

$$\sigma_{Nc}=\frac{N}{2A_F+A_{eww}}$$

$$=\frac{1513\times10^3}{2\times520\times35+2\times0.7\times16\times840}$$

$= 27.4$（N/mm²）

$$\sigma_{Mc}=\frac{M_x}{W_F}=\frac{500\times2035\times10^6}{520\times35\times\left(500-\frac{35}{2}\right)^2\times2}$$

$=120$（N/mm²）$<\beta_f f_f^w=1.22\times200$

$=244$（N/mm²）

满足要求。

$$\tau_v=\frac{813\times10^3}{2\times0.7\times16\times840}=43.21\text{（N/mm}^2\text{）}$$

1）对翼缘连接焊缝。

$\sigma_f=\sigma_{Nc}+\sigma_{Mc}=27.4+120$

$=147.4$（N/mm²）$<\beta_f f_f^w=1.22\times200$

$=244$（N/mm²）

满足要求。

2）对腹板连接焊缝。

$$\tau_f=\sqrt{\left(\frac{\sigma_{Nc}}{\beta_f}\right)^2+\tau_v^2}=\sqrt{\left(\frac{27.41}{1.22}\right)^2+43.21^2}$$

$=48.7$（N/mm²）$<f_f^w=200$ N/mm²

满足要求。

四、铰接露出式柱脚的设计

1. 设计条件

某电厂汽机平台排柱作用于柱脚处的轴心压力 N=8318kN 和水平剪力 V=1027kN，柱的层高为 7.73m，柱截面规格采用 H600mm×600mm×25mm×38mm，柱及柱脚的连接板件、锚栓等均采用 Q345 钢，底板下混凝土的强度等级为 C30，f_c=14.3N/mm²，锚栓直径采用 M48，f_t^a =180N/mm²。

2. 柱脚设计计算

柱的截面特性：

A=600×38×2+(600−2×38)×25=58700（mm²）

A_F=600×38=22800（mm²）

A_W=(600−2×38)×25=13100（mm²）

I_{0x}=600×38×(300−38/2)²×2+25×(600−2×38)³/12 +2×600×38³/12

=360062×10⁴+29975×10⁴+548×10⁴

=390585×10⁴（mm⁴）

W_{0x}=390585×10⁴/300=13020×10³（mm³）

查《钢结构设计手册（上册）》（第三版）表 4-9，可知锚栓有效面积 A_e^a =2362mm²。

（1）柱底板长度和宽度。设柱脚腹板两侧的锚栓总共为 4M48，则根据柱的截面尺寸和锚栓的设置构造要求，得到如图 6-41 所示的柱脚底板尺寸：L=700mm，B=1000mm。

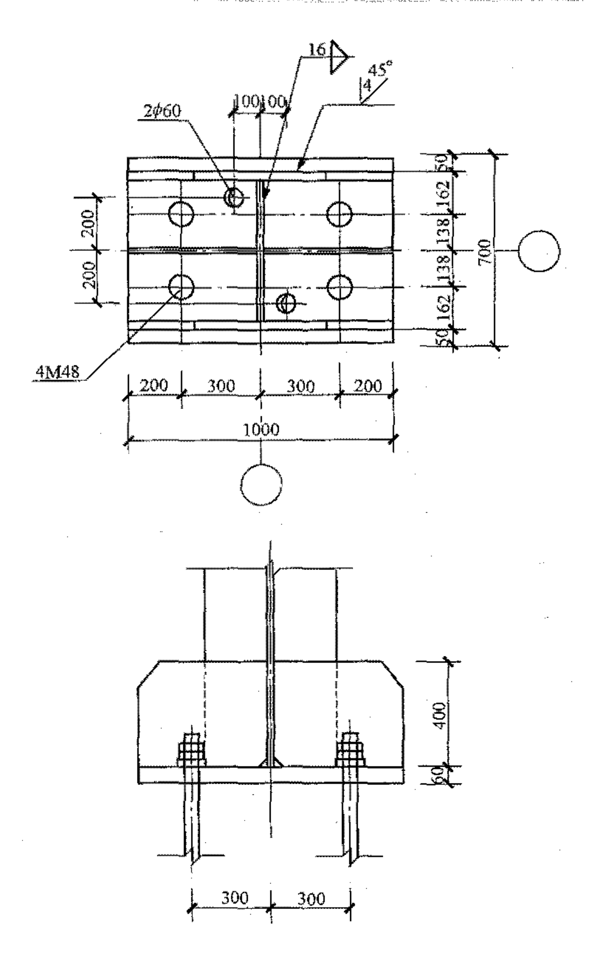


图 6-41　铰接露出式柱脚连接示意图

（2）底板下混凝土最大受压应力的计算。

$$\sigma_c=\frac{N}{LB}=\frac{8318\times10^3}{700\times1000}$$

$=11.88$（N/mm²）<14.3 N/mm²

满足要求。

（3）对水平剪力的校核。

由柱脚底板与底板下混凝土的摩擦所产生的水平抗剪承载力：

$V_{fb}=0.4N=0.4\times8318\times10^3$

$=3327.2$（kN）$>V=1027$ kN

满足要求。

还需验算剪力最大的工况，如果 V_{fb}>0.4N，则基础底还应设置抗剪键。

（4）柱底板厚度 t_{Pb} 的校核。

对悬臂板的弯矩：

$a_1=50$mm，则

$M_1=0.5\sigma_c a_1^2=0.5\times11.88\times0.05^2$

$=0.01485$（kN·m）

对三边支撑板的弯矩：

$b_2=500$mm，$a_2=300$mm，则

$$\frac{b_2}{a_2}=\frac{500}{300}=1.67$$

查表 6-12 得α= 0.130。

$$M_2=\alpha\sigma_c a_2^2=0.13\times11.88\times0.3^2$$
$$=0.139\ (\text{kN}\cdot\text{m})$$

受压侧底板的厚度 t_{Pb}：

$$t_{\text{Pb}}=\sqrt{\frac{6M}{f}}=\sqrt{\frac{6\times139000}{265}}=56.1\ (\text{mm})$$

取 t_{Pb} =60mm。

此外还需验算拉力最大的工况，验算螺栓抗拉承载力是否足够。

（5）柱与底板连接焊缝的计算。

柱翼缘采用完全焊透的坡口对接焊缝连接，腹板采用双面角焊缝连接，焊接尺寸 h_f=16mm，焊缝计算长度为：

$$l_w=600-2\times38-2\times30-10=454\ (\text{mm})$$

$$\sigma_{\text{Nc}}=\frac{N}{2A_{\text{F}}+A_{\text{eww}}}$$
$$=\frac{8318\times10^3}{2\times600\times38+2\times0.7\times16\times454}$$
$$=149.15\ (\text{N/mm}^2)$$

$$\tau_v=\frac{1027\times10^3}{2\times0.7\times16\times454}=100.99\ (\text{N/mm}^2)$$

1）对翼缘连接焊缝。

$$\sigma_f=\sigma_{\text{Nc}}=149.15\ (\text{N/mm}^2)<\beta_f f_f^w=1.22\times200$$
$$=244\ (\text{N/mm}^2)$$

满足要求。

2）对腹板连接焊缝。

$$\tau_f=\sqrt{\left(\frac{\sigma_{\text{Nc}}}{\beta_f}\right)^2+\tau_v^2}=\sqrt{\left(\frac{149.15}{1.22}\right)^2+100.99^2}$$
$$=158.6\ (\text{N/mm}^2)<f_f^w=200\text{N/mm}^2$$

满足要求。

第七章

主厂房侧煤仓间结构

第一节 一 般 规 定

一、布置

1. 侧煤仓间整体布置方案

侧煤仓间应根据工艺布置要求，充分考虑上煤方案、煤斗型式、磨煤机检修维护方案、锅炉粉管和风管布置后确定。侧煤仓间一般分为与锅炉房联合布置和独立布置两种方案，见图 7-1 和图 7-2。当侧煤仓间与锅炉房联合布置时，侧煤仓间应与锅炉钢架联合建模计算，一般由锅炉厂负责。本章主要对侧煤仓间独立布置方案进行介绍。

2. 磨煤机过轨吊

（1）过轨吊分类。磨煤机过轨吊一般用于安装、检修磨煤机及其部件。根据设备布置要求，过轨吊可分为单梁吊（见图 7-3）和双梁吊（见图 7-4）。

（2）轨道梁布置。磨煤机过轨吊轨道梁应配合热机专业送粉管道和风道进行布置，轨道梁上翼缘平面宜设水平桁架与侧煤仓间结构形成水平支撑体系，如图 7-5 所示。

（3）过轨吊荷载。

1）侧煤仓间结构整体计算时，过轨吊荷载宜只考虑单台磨煤机检修，不同时考虑多台过轨吊吊重。

2）计算地震作用时，过轨吊吊重的重力荷载代表值组合值系数取 0，即地震作用计算时不考虑过轨吊的吊重。

（4）轨道梁计算。磨煤机过轨吊轨道梁应分别进行强度、稳定性、连接节点及轨道梁下翼缘的折算应力补充验算。

（5）轨道梁型号参考。磨煤机过轨吊轨道梁根据吊重一般可采用工字钢和轧制 H 型钢，轨道梁型号可参考表 7-1。当轨道梁采用 H 型钢时，过轨吊设备招标时应明确。

表 7-1　磨煤机过轨吊轨道梁型号参考表　(mm)

项目		轨道跨度		
		9m	10m	11m
吊重	2×20t	HN700×300×13×24	HN800×300×14×26	HN900×300×16×28
	2×16t	I63a	HN700×300×13×24	HN800×300×14×26

注　轨道梁材质均采用 Q345B。

3. 结构长度

钢筋混凝土框架结构纵向长度超过 75m 时，应考虑温度作用的影响。钢结构侧煤仓间可不考虑温度作用的影响。

4. 侧煤仓间与炉侧平台、运煤过桥（栈桥）的连接

（1）连接型式。侧煤仓间与炉侧平台（包括运转层和管道支吊层）之间、侧煤仓间与运煤过桥（栈桥）之间应采用滑动连接。

（2）荷载。侧煤仓间结构设计时，应考虑炉侧平台和运煤过桥（栈桥）传至侧煤仓间柱的荷载。

（3）支座滑动距离。在高烈度区时，运煤栈桥宜单独设置支架。当运煤栈桥采用滑动支座支承在侧煤仓间结构上时，滑动支座在侧煤仓间结构上的有效滑动距离应满足抗震设防要求。

二、设计流程

侧煤仓间设计一般包括资料收集、结构选型布置、相关构件设计、厂房布置、结构建模、荷载输入、参数输入、结构分析、结构构件设计、结构构造措施、绘制施工图等过程。侧煤仓间结构设计流程图见图 7-6。

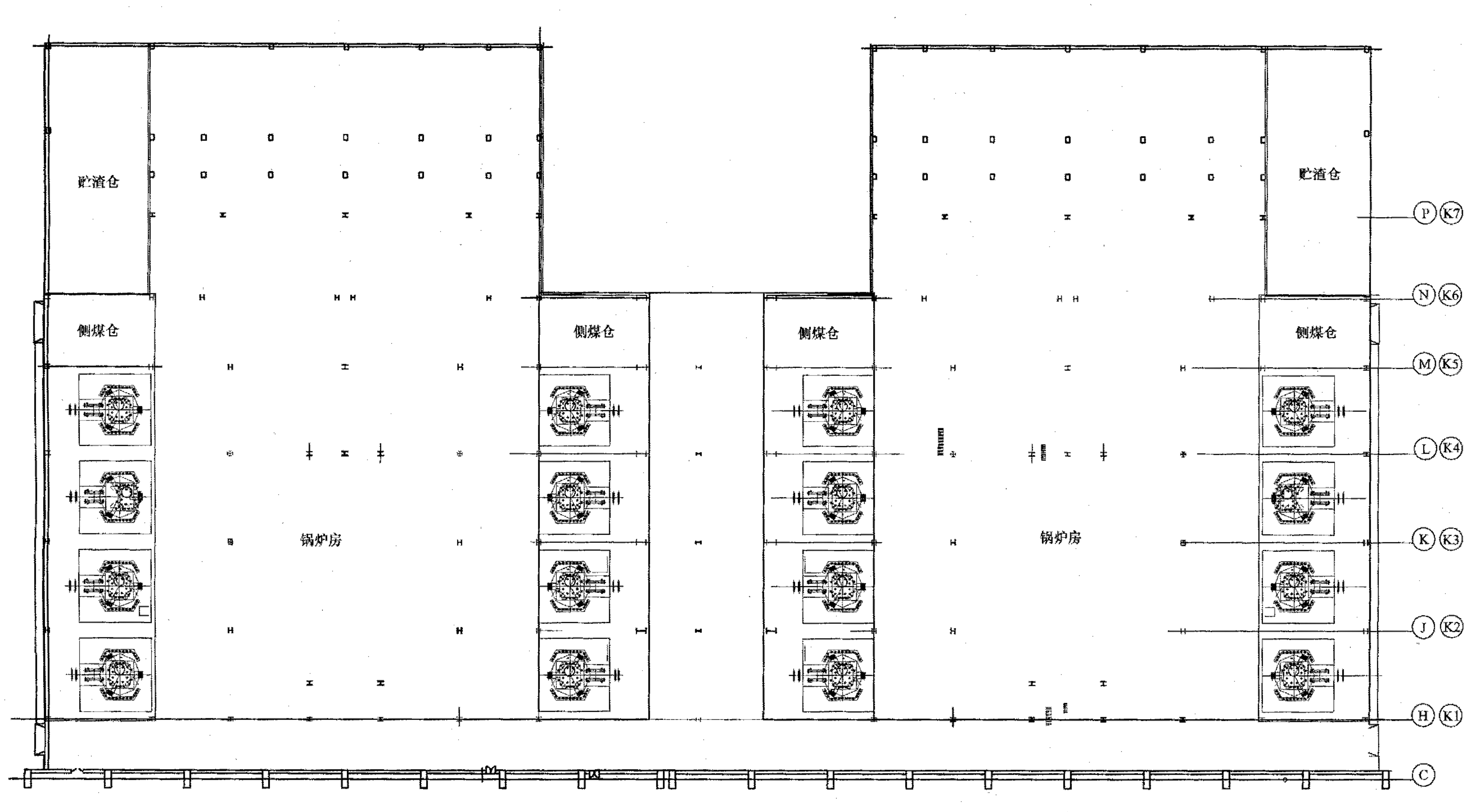


图 7-1　侧煤仓间与锅炉房联合布置方案

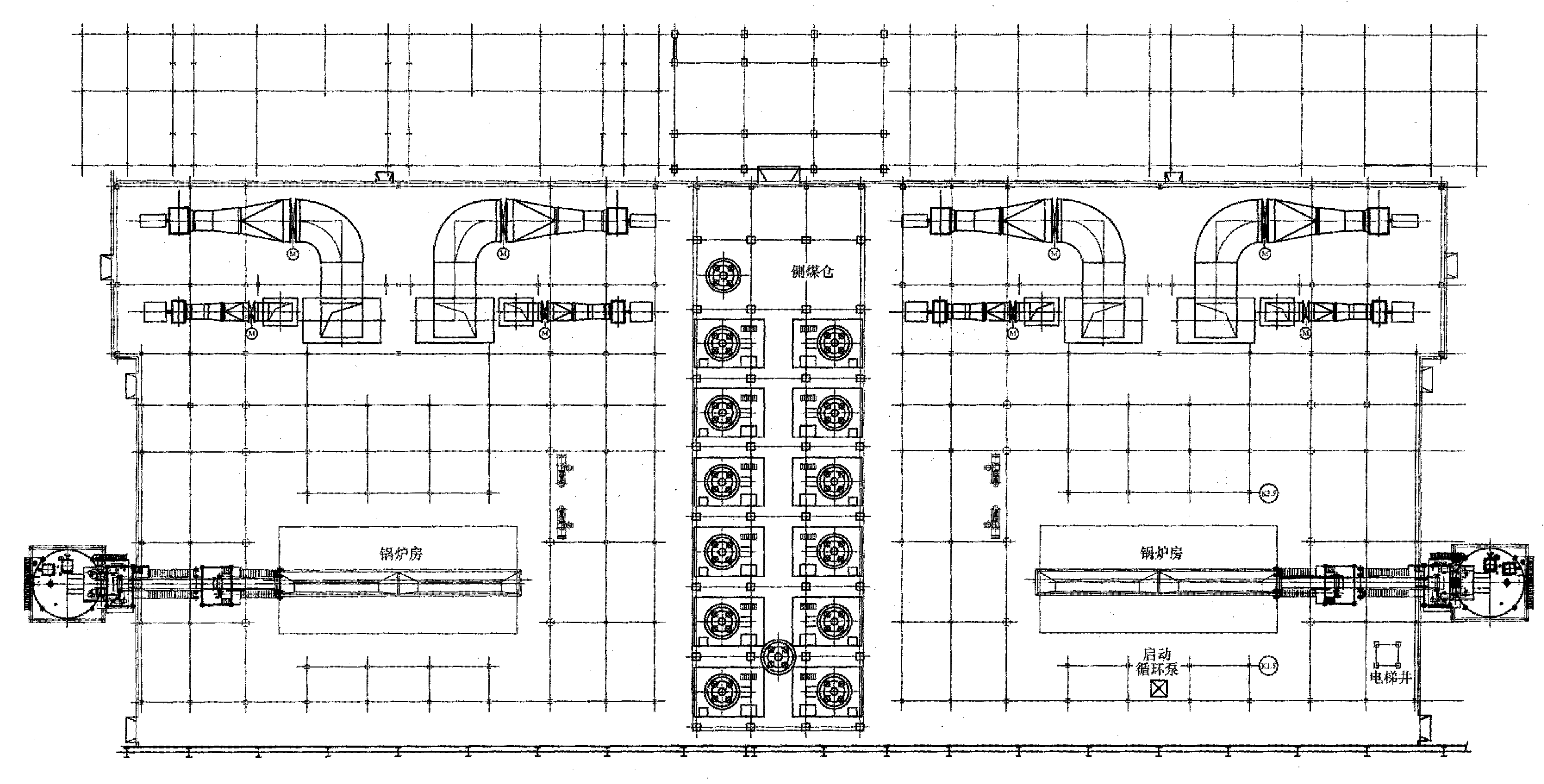


图 7-2 侧煤仓间独立布置方案

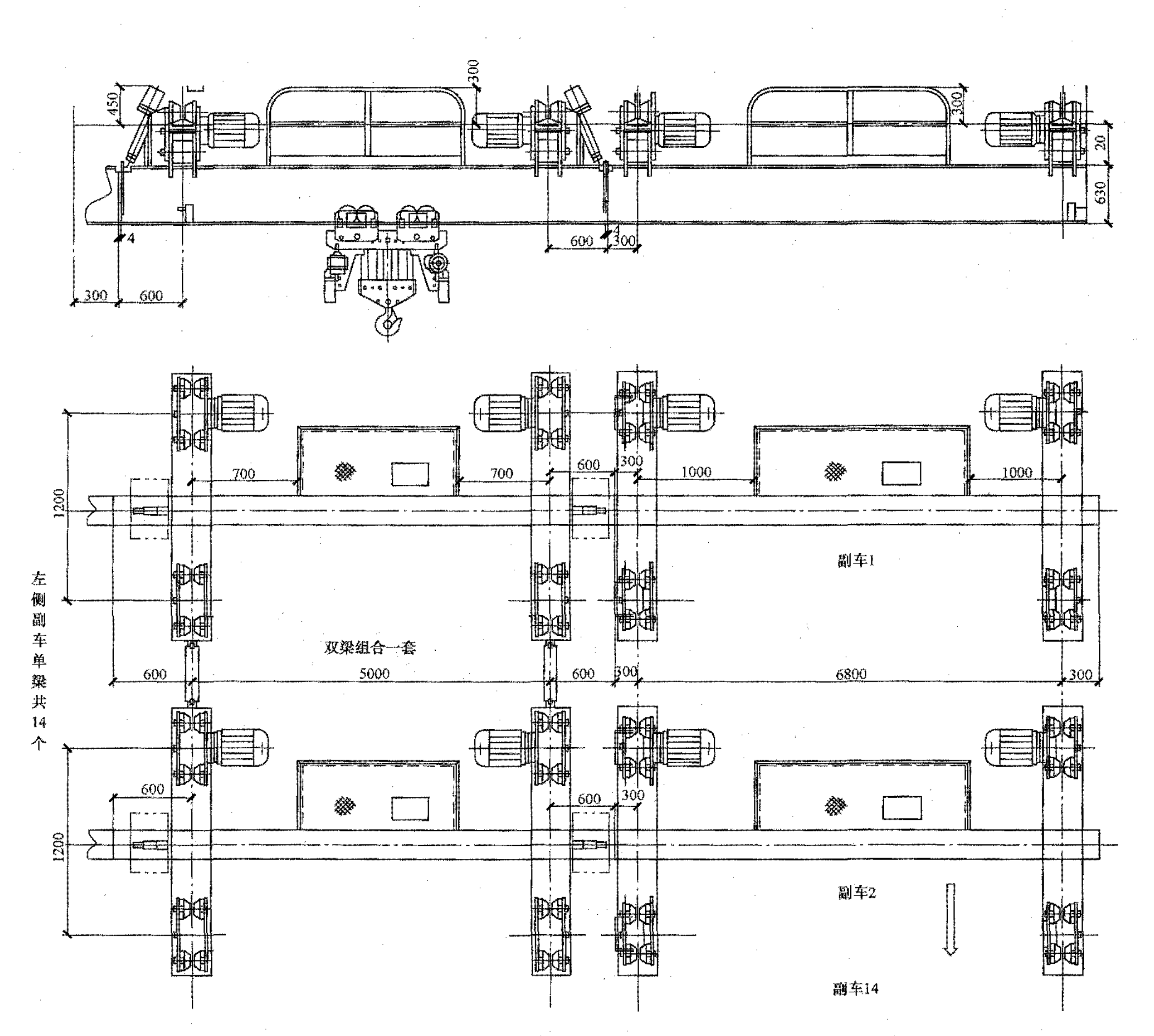


图 7-3　磨煤机过轨吊示意图（单梁吊）

轨道梁 轨道梁 轨道梁 轨道梁

2435

2200

(Ⅱ) (Ⅰ) (Ⅱ) (Ⅰ)

轨道梁 轨道梁 轨道梁

(Ⅰ) (Ⅰ) (Ⅰ) (Ⅰ)

图 7-4 磨煤机过轨吊示意图（双梁吊）

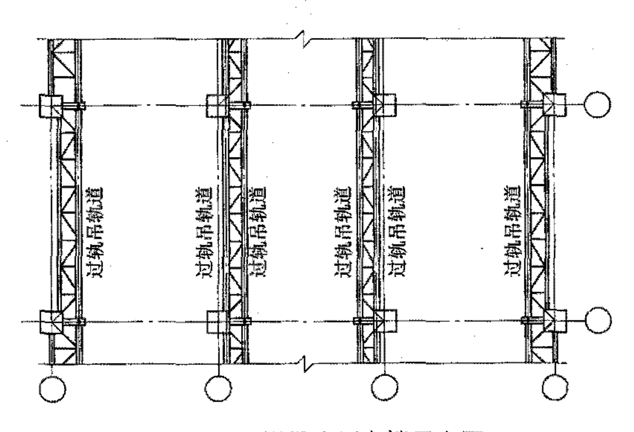


图 7-5 轨道梁水平支撑示意图

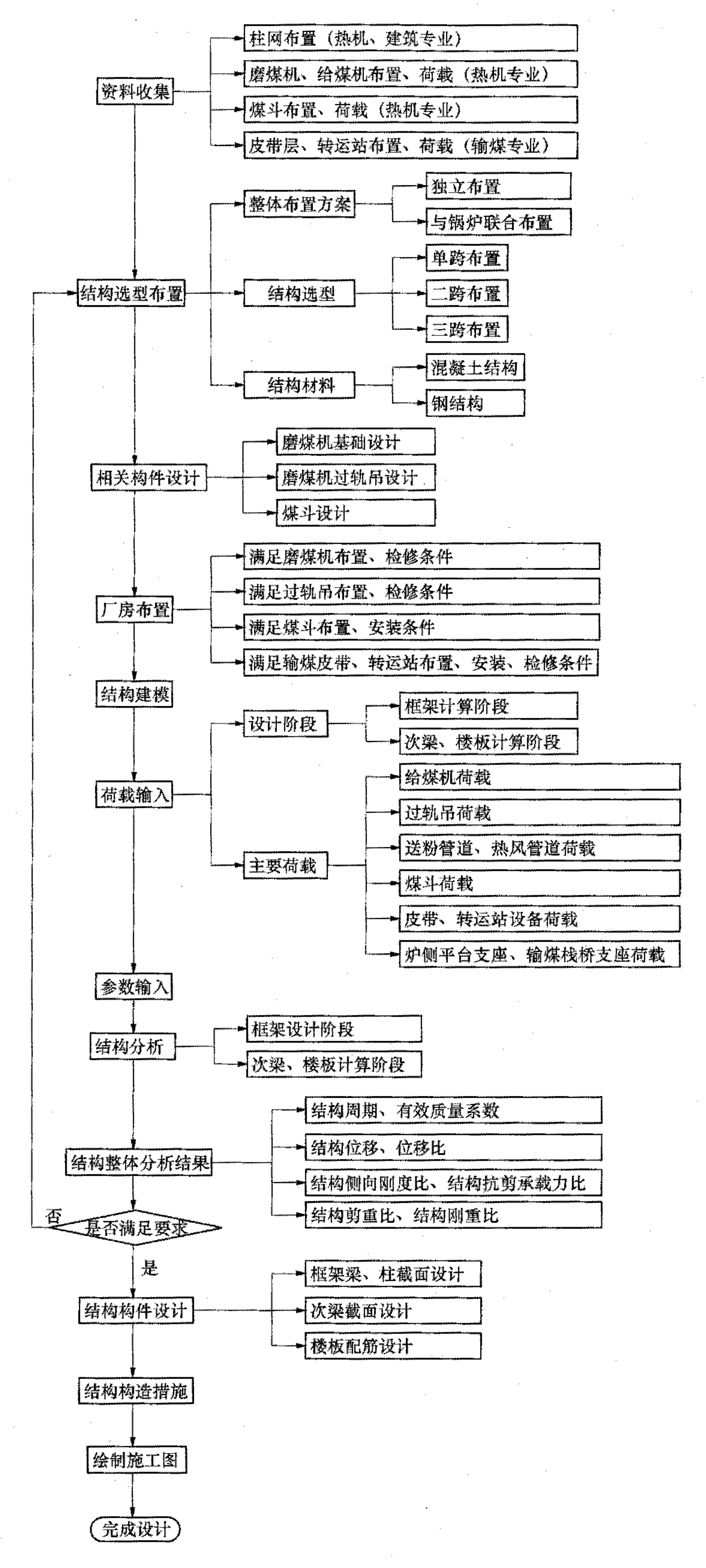


图 7-6 侧煤仓间结构设计流程图

三、设计内容

侧煤仓间结构设计一般包括结构整体设计，磨煤机过轨吊轨道梁、钢煤斗、磨煤机基础、炉侧平台支撑结构、运煤栈桥支撑结构等部件的设计。钢煤斗和磨煤机基础设计分别见第九章和第十二章。

四、设计原则和材料选用

（1）设计使用年限。侧煤仓间结构及其构件的设计使用年限应符合 GB 50153《工程结构可靠性设计统一标准》的规定，除工程合同有特殊要求外，一般为 50 年。

（2）安全等级。按 DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》的规定，侧煤仓间结构的安全等级均为二级。

（3）抗震设防分类。重要发电厂的侧煤仓间抗震设防类别应按重点设防类（乙类）；一般发电厂的侧煤仓间抗震设防类别按标准设防类（丙类）。

（4）材料选用。混凝土结构侧煤仓间材料选用见第五章第一节有关材料选用的规定；钢结构侧煤仓间材料选用见第六章第一节有关材料选用的规定。

第二节　结构选型与布置

一、一般要求

1. 结构布置方案

侧煤仓间根据工艺受力特点可采用与锅炉房联合布置（见图 7-7）和独立布置型式（见图 7-8～图 7-10）。其中侧煤仓间独立布置方案可采用单跨布置（见图 7-8）、双跨布置（见图 7-9）和三跨布置方案（见图 7-10）。

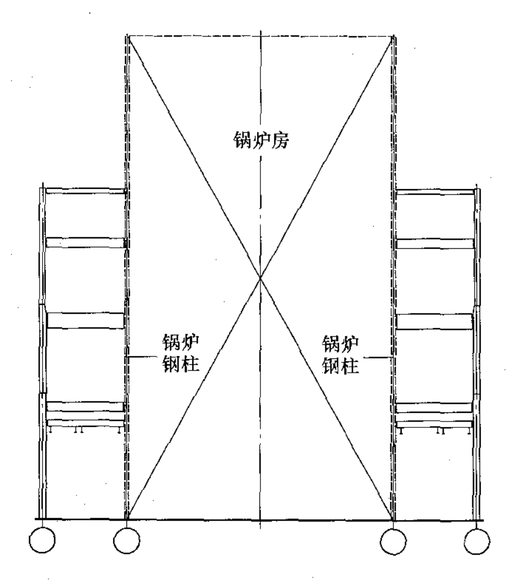


图 7-7　侧煤仓间与锅炉钢架联合方案

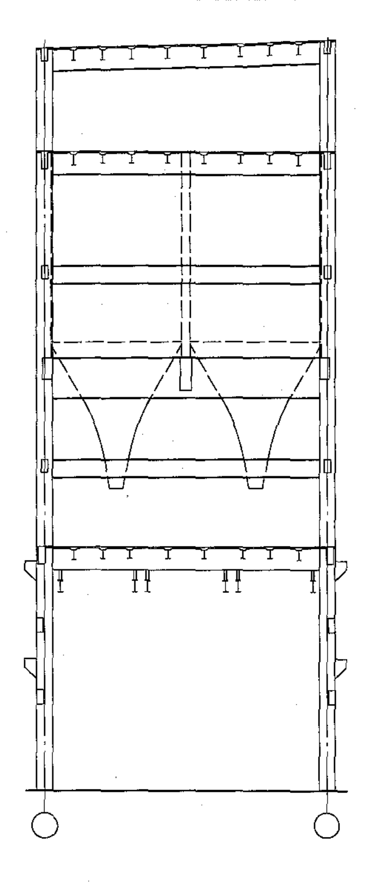


图 7-8　独立侧煤仓间方案（单跨布置）

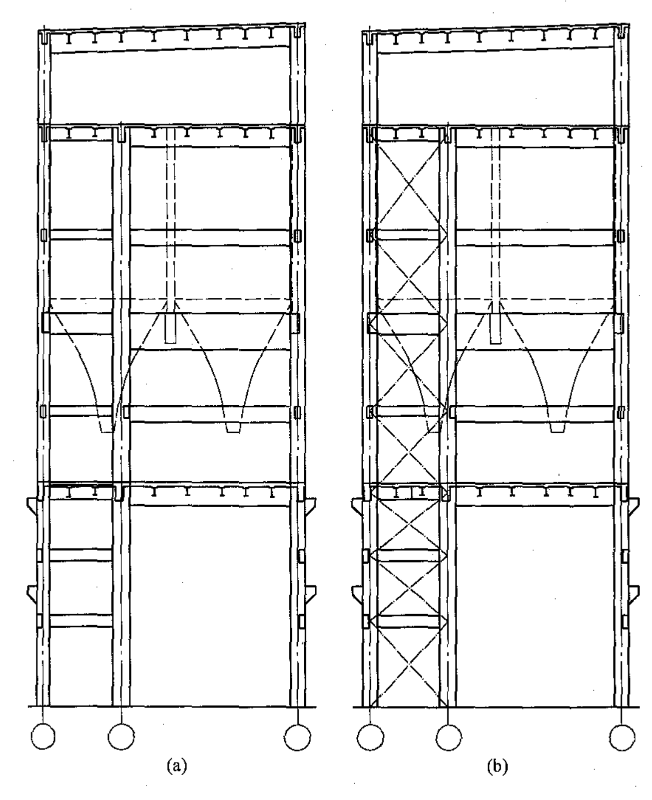


图 7-9　独立侧煤仓间方案（双跨布置）

（a）侧煤仓间双跨布置（框架）；

（b）侧煤仓间双跨布置（框架+支撑）

2. 结构分类

侧煤仓间材料和结构型式应通过技术经济综合比选后确定。侧煤仓间按结构材料可采用钢筋混凝土结

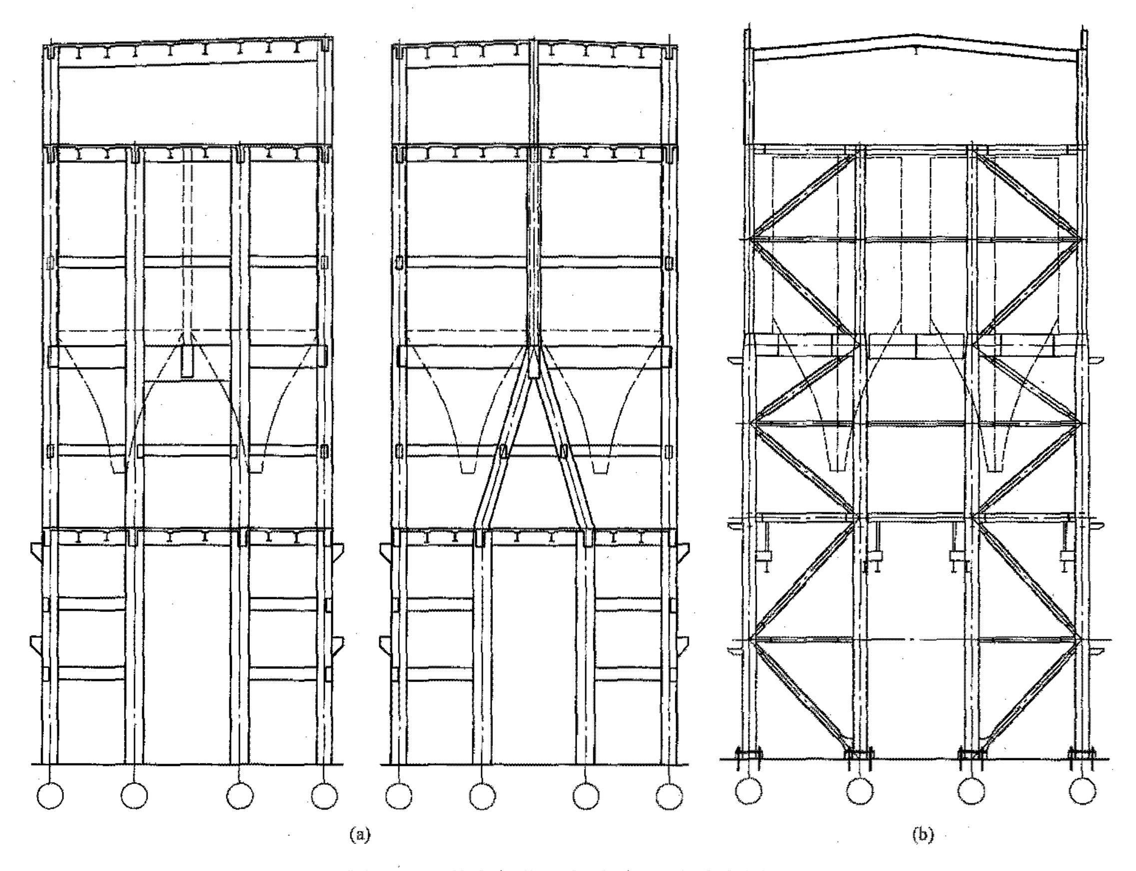


图 7-10　独立侧煤仓间方案（三跨布置）

（a）侧煤仓间三跨布置（框架）；（b）侧煤仓间三跨布置（框架+支撑）

构、钢结构和钢-混凝土组合结构；按结构体系可采用框架结构、框架-抗震墙结构、框架-钢支撑结构、框架-消能支撑结构和框架-消能墙等结构型式。

3. 布置原则

（1）侧煤仓间结构应合理设置抗侧力构件。在结构单元平面内，抗侧力构件宜对称均匀布置，竖向抗侧力构件宜沿结构全高连续设置，应避免抗侧力构件的侧移刚度及承载力突变，截面宜自下而上逐渐减小。结构各柱列的侧移刚度应均匀，避免两个主轴方向结构动力特性的差异过大。侧煤仓间纵向抗震墙或支撑不应布置在一端。

（2）侧煤仓间布置时，应根据煤斗形状、尺寸进行煤斗支承层和皮带层结构布置。结构布置时应充分考虑煤斗吊装和皮带层横梁施工。当采用钢结构时，煤斗外壁（加劲肋外壁）每侧距侧煤仓间钢柱、钢梁和钢支撑的净距不宜小于 100mm，且不应小于 50mm；当皮带层横梁采用现浇钢筋混凝土时，应充分考虑煤斗安装后皮带层横梁支模和拆模要求。

（3）当侧煤仓间结构采用框架-抗震墙结构或框架-支撑结构体系时，结构横向与纵向抗震墙或支撑的布置应配合工艺磨煤机、过轨吊、送粉管道等设备布置，并保证设备安装和检修空间。

（4）侧煤仓间结构宜有多道防线，避免因部分结构或构件的破坏导致整体结构丧失抗震承载能力。

（5）煤斗总重心与煤斗支承层标高应尽可能靠近，以减少煤斗地震作用对结构的倾覆效应。

（6）煤斗支承层荷载大且集中，此层工艺没有楼层要求，为增加此层水平刚度，宜在煤斗支承层布置水平支撑或设置现浇钢筋混凝土楼板，并预留煤斗检修维护空间。

（7）楼（屋）盖开孔时，当洞口短边长度或直径大于 1000mm 时，应设置边梁。楼板开孔较小且采用抗剪连接件与钢梁组成的钢-混凝土组合楼（屋）盖时，其楼板下方可不设置水平支撑，计算时可考虑其空间作用。

（8）侧煤仓间屋面及有水冲洗要求的楼面，宜优先采用结构找坡，以减小建筑面层恒荷载。

（9）当柱截面高度大于或等于 1800mm 时，侧煤仓间纵向梁宜采用双梁。

（10）当支承煤斗梁采用钢梁时，煤斗支点中心应与梁中心对齐，避免钢梁受扭。

（11）侧煤仓间结构与相邻结构间应设置防震缝，防震缝的最小宽度应满足 GB 50011《建筑抗震设计规范》的要求。除胶带运输机设备外，设备不应跨防震缝布置。

（12）侧煤仓间采用钢框架-中心支撑体系时，宜采用交叉支撑，也可采用人字支撑或单斜杆支撑，不应采用 K 形支撑；支撑的轴线宜交汇于梁柱构件轴线的交点，偏离交点时的偏心距不应超过支撑杆件宽度，并应计入

由此产生的附加弯矩。当中心支撑采用只能受拉的单斜杆体系时，应同时设置不同倾斜方向的两组斜杆，且每组中不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不应大于 10%。当采用人字撑时，梁在其与人字形支撑相交处应设置侧向支承，当布置无法设置侧向支承时，与人字支撑相连的梁应能约束支撑平面外失稳。

（13）当侧煤仓间皮带层以下采用框架结构，皮带层以上采用排架结构时，顶层排架应满足以下要求：

1）排架重心宜与下部结构刚度重心接近或重合，当侧煤仓间端部设转运站时不宜采用竖向框-排架结构。

2）皮带层楼面应采用现浇钢筋混凝土板，板厚不宜小于 150mm。

3）顶层排架设置纵向柱间支撑处，皮带层楼板不应设有楼梯间或检修孔；柱间支撑应与连接处的梁柱中心线汇交于一点。

4. 侧煤仓间各层楼（屋）面板

侧煤仓间给煤层和皮带层宜优先采用现浇钢筋混凝土梁板，也可采用钢梁-现浇钢筋混凝土板组合结构。侧煤仓间屋面宜优先采用复合压型钢板或其他轻型屋面。

5. 结构型式推荐

（1）当侧煤仓间皮带层以上采用门式刚架或排架结构、皮带层屋面采用轻型封闭时，根据皮带层标高和抗震设防烈度，其结构型式可参照表 7-2 选用。

（2）当侧煤仓间有局部突出的转运站或皮带层以上采用框架结构时，其结构型式应根据抗震设防烈度和结构屋面标高参考表 7-2 确定。

表 7-2　　侧煤仓间结构型式推荐表

项　目		抗震设防烈度			
		6 度	7 度	8 度	9 度
皮带层标高（m）	≤50	钢筋混凝土框架	钢筋混凝土框架	钢筋混凝土框架-抗震墙 钢筋混凝土框架-屈曲约束支撑 钢筋混凝土框架+消能墙 钢框架+普通支撑 钢框架+屈曲约束支撑	钢结构+屈曲约束支撑
	>50	钢筋混凝土框架	钢筋混凝土框架	钢筋混凝土框架+屈曲约束支撑 钢筋混凝土框架+消能墙 钢框架+普通支撑 钢框架+屈曲约束支撑	钢结构+屈曲约束支撑

注　表中抗震设防烈度为厂区未经 GB 50011—2010 第 3.3.3 条调整过的烈度。

二、结构抗震等级

火力发电厂的侧煤仓间应根据设防烈度、结构类型采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和抗震构造措施要求。一般电厂的侧煤仓间结构的抗震等级应按表 7-3 确定。重要电厂的侧煤仓间结构的抗震等级应提高一度按表 7-3 采用。

表 7-3　　侧煤仓间的抗震等级

结构类型			抗震设防烈度			
			6 度	7 度	8 度	9 度
钢筋混凝土结构	框架结构	框架	三级	二级	一级	—
	框架-抗震墙结构	框架	四级	三级	二级	一级
		抗震墙	三级	二级	一级	一级
钢结构	高度≤40m		四级	四级	三级	二级
	高度>40m		四级	三级	二级	一级

注　1. 表中抗震设防烈度为厂区未经 GB 50011—2010 第 3.3.3 条调整过的烈度。

2. 建筑场地为Ⅰ类时，对重要电厂的侧煤仓间应允许按本地区抗震设防烈度对应的抗震等级采取抗震构造措施，对一般电厂的侧煤仓间应允许按本地区抗震设防烈度降低一度后对应的抗震等级采取抗震构造措施。

3. 建筑场地为Ⅲ、Ⅳ类时，对设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区，应分别按抗震设防烈度 8 度和 9 度查本表确定抗震构造措施的抗震等级。

4. 钢框架-中心支撑结构侧煤仓间的框架部分，当框架部分按计算分配的地震剪力不大于结构底部总地震剪力的 25%时，一～三级抗震构造措施可按表中框架等级降低一级的相应要求采用。其他抗震构造措施，应符合本表抗震等级的要求。

三、构件截面参考

（1）钢筋混凝土结构侧煤仓间。钢筋混凝土结构侧煤仓间布置示意图见图 7-11，实际工程中侧煤仓间主要尺寸及构件参考截面见表 7-4～表 7-6。

（2）钢结构侧煤仓间。钢结构侧煤仓间布置示意图见图 7-12，实际工程中侧煤仓间主要尺寸及构件参考截面见表 7-7、表 7-8。

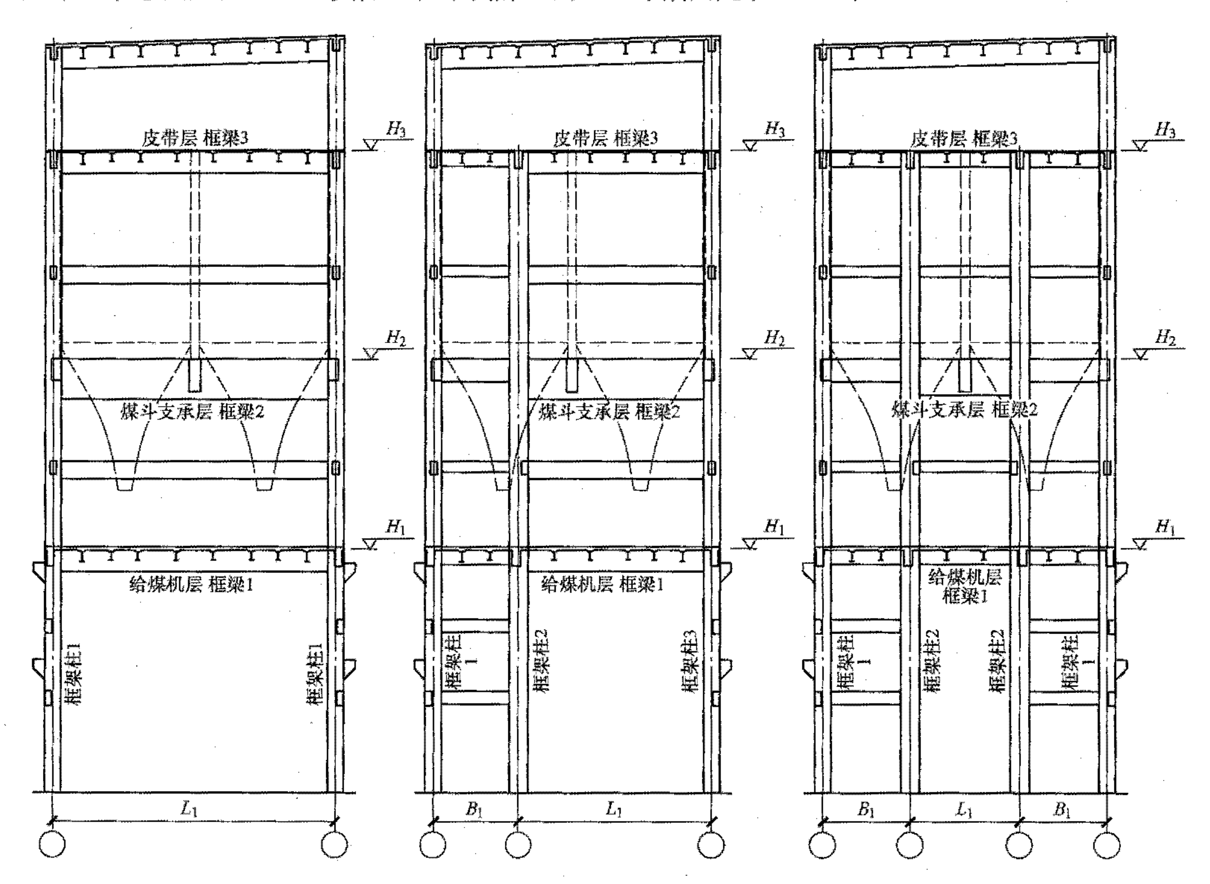


图 7-11　钢筋混凝土结构侧煤仓间布置示意图

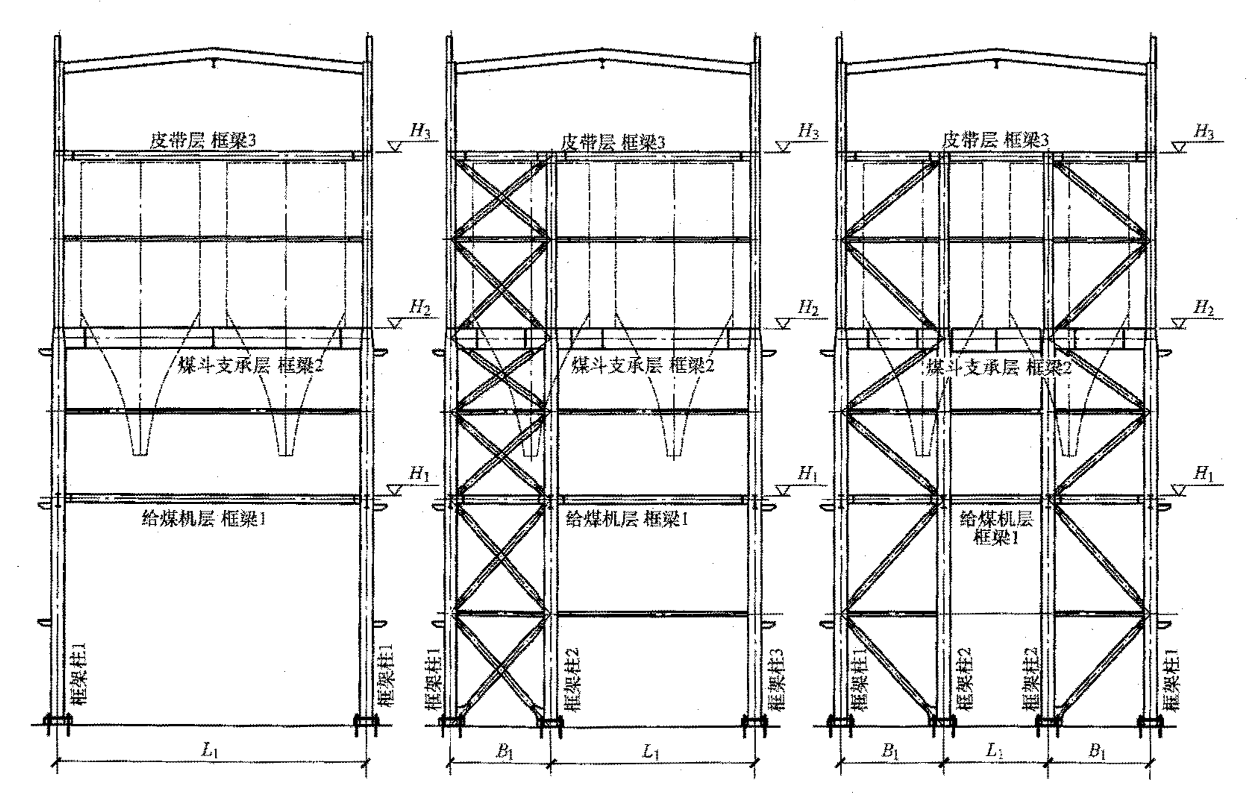


图 7-12　钢结构侧煤仓间布置示意图

表 7-4　　单跨布置钢筋混凝土结构侧煤仓间主要尺寸及构件截面参考表　　（mm）

机组容量	跨度 L_1（m）	给煤层标高 H_1（m）	煤斗支承层标高 H_2（m）	皮带层标高 H_3（m）	框柱 1 截面	给煤层框梁截面	煤斗支承框梁截面	皮带层框梁截面	备　注
300MW 等级	17.0	12.6	25.65	32.0	800×1800	800×2300	800×3200	800×1800	参考工程抗震设防烈度为 6 度
600MW 等级	15.5	14.97	29.8	42.45	1000×2000	800×2200	900×4000	600×1600	参考工程抗震设防烈度为 7 度
1000MW 等级	不推荐采用								

表 7-5　　双跨布置钢筋混凝土结构侧煤仓间主要尺寸及构件截面参考表　　（mm）

机组容量	跨度 L_1（m）	跨度 B_1（m）	给煤层标高 H_1（m）	煤斗支承层标高 H_2（m）	皮带层标高 H_3（m）	框柱 1 截面	框柱 2 截面	框柱 3 截面	给煤层框梁截面	煤斗支承框梁截面	皮带层框梁截面	备　注
300MW 等级	10.5	6.5	12.45	21.95	30.2	1000×1300	1000×1500	1000×1300	700×1400	700×2100	600×1200	参考工程抗震设防烈度为 6 度
600MW 等级	11.9	6.5	16.0	28.4	37.0	850×1400	850×1800	850×1600	500×1500	700×2600	400×1000	参考工程抗震设防烈度为 7 度
1000MW 等级	13.5	6.0	17.0	30.35	44.3	1000×1600	1000×1600	1000×1800	900×2200	900×3000	700×2000	参考工程抗震设防烈度为 7 度

表 7-6　　三跨布置钢筋混凝土结构侧煤仓间主要尺寸及构件截面参考表　　（mm）

机组容量	跨度 L_1（m）	跨度 B_1（m）	给煤层标高 H_1（m）	煤斗支承层标高 H_2（m）	皮带层标高 H_3（m）	框柱 1 截面	框柱 2 截面	给煤层框梁截面	煤斗支承框梁截面	皮带层框梁截面	备　注
600MW 等级	7.5	6.5	15.5	29.9	41.5	1200×1000	1000×1200	500×1400	700×2400	500×1000	参考工程抗震设防烈度为 6 度

续表

机组容量	跨度 L_1（m）	跨度 B_1（m）	给煤层标高 H_1（m）	煤斗支承层标高 H_2（m）	皮带层标高 H_3（m）	框柱 1 截面	框柱 2 截面	给煤层框梁截面	煤斗支承框梁截面	皮带层框梁截面	备　注
1000MW 等级	8.0	7.0	17.0	31.0	42.0	1000×1200	1200×1200	600×1600	700×2800	500×1200	参考工程抗震设防烈度为 7 度

表 7-7　　单跨布置钢结构侧煤仓间主要尺寸及构件截面参考表　　（mm）

机组容量	跨度 L_1（m）	给煤层标高 H_1（m）	煤斗支承层标高 H_2（m）	皮带层标高 H_3（m）	框柱 1 截面	给煤层框梁截面	煤斗支承框梁截面	皮带层框梁截面	备　注
600MW 等级	13.0	17.0	32.5	50.5	WH1800×1400×30×40	WH1400×600×34×40	WH2400×650×30×34	WH1400×500×20×30	参考工程抗震设防烈度为 7 度
1000MW 等级	不推荐采用								

表 7-8　　三跨布置钢结构侧煤仓间主要尺寸及构件截面参考表　　（mm）

机组容量	跨度 L_1（m）	跨度 B_1（m）	给煤层标高 H_1（m）	煤斗支承层标高 H_2（m）	皮带层标高 H_3（m）	框柱 1 截面	框柱 2 截面	给煤层框梁截面	煤斗支承框梁截面	皮带层框梁截面	备　注
600MW 等级	7.5	6.0	14.5	26.2	39.8	箱 700×700×25×25	箱 700×700×25×25	HM440×300×11×18	箱 1000×700	HM440×300×11×18	参考工程抗震设防烈度为 7 度
1000MW 等级	7.9	7.8	17.0	29.6	43.5	箱 1000×1000×36×36	箱 1000×1000×36×36	HN650×300×11×17	WH1800×500×30×40	HN700×300×13×24	参考工程抗震设防烈度为 8 度

第三节　整体计算分析

一、一般要求

（1）作用效应。侧煤仓间结构应根据实际情况进行恒荷载、活荷载、风荷载和地震作用效应分析，结构荷载效应和作用效应计算要求见第三章。

（2）计算模型。侧煤仓间结构分析模型应根据结构实际情况确定，所选的分析模型应能较准确地反映结构中各构件的实际受力状况。

（3）分析方法。侧煤仓间结构抗震设计时，结构变形和内力宜采用振型分解反应谱法进行弹性计算。当结构布置特别不规则或采用消能减震方案时，宜采用弹性时程分析法进行多遇地震的补充计算，并进行静力弹塑性或动力弹塑性分析方法补充计算。

（4）刚性楼板假定。侧煤仓间结构内力与位移计算时，对于无大开洞的给煤层和皮带层钢筋混凝土板可假定为刚性层。对于局部有楼板或设置八字煤斗支承梁的煤斗支承层，计算位移比、周期比、刚度比时宜采用刚性楼板假定；计算构件内力和配筋时不采用刚性楼板假定。

（5）地面刚度约束。侧煤仓间结构分析时，框架柱嵌固端应取至基础顶面，不应考虑地面刚度对框架柱的约束。

（6）偶然偏心与双向地震。侧煤仓间结构计算时，应考虑偶然偏心，每层质心沿垂直于地震作用方向的偏移值可按式（7-1）采用。当考虑偶然偏心时计算的楼层位移比大于 1.2 时，应考虑双向地震作用，计算结果取偶然偏心和双向地震的包络值。偶然偏心与双向地震不同时考虑。

$$e_i = \pm 0.05 L_i \tag{7-1}$$

式中　e_i——第 i 层质心偏移值，各楼层质心偏移方向相同，m；

L_i——第 i 层垂直于地震作用方向的建筑物总长度，m。

（7）计算振型数。侧煤仓间结构分析时，结构振型数取值应保证振型参与质量不小于总质量的 90%。

（8）可变荷载重力荷载代表值系数。侧煤仓间结构分析时，重力荷载代表值系数应按第三章的相关规定取值。当楼面均布可变荷载、管道可变荷载、煤斗可变荷载无法分别设置组合值系数时，结构重力荷载代表值的可变荷载组合值系数宜取 0.7～0.8。

（9）结构周期折减系数。计算侧煤仓间结构地震影响系数所采用的结构自振周期应考虑墙体封闭对结构刚度的影响予以折减。

1）当侧煤仓间采用轻质填充墙封闭时，结构自振周期折减系数宜取 0.8～0.9。

2）当侧煤仓间采用压型钢板封闭时，结构自振周期可不折减。

（10）煤斗附加弯矩。侧煤仓间结构计算时，煤斗梁及其连接应计入煤斗重心水平地震作用产生的附加弯矩。其水平地震作用对煤斗梁产生的弯矩、扭矩，取煤斗重心至煤斗梁形心的距离。水平地震作用可按式（7-2）计算：

$$F_s = \alpha_{max}(1.0 + H_x / H_n)G_{eq} \tag{7-2}$$

式中　F_s——煤斗重心处的水平地震作用标准值，kN；

α_{max}——水平地震影响系数最大值；

H_x——煤斗重心至侧煤仓间室外地坪的距离，m；

H_n——侧煤仓间高度，m；

G_{eq}——煤斗重力荷载代表值，kN。

（11）煤斗荷载取值。煤斗梁构件计算时，煤斗荷载应按以下原则取值：

1）圆形煤斗应采用多点支承，且不宜少于 8 点，煤斗支点的荷载宜按 6 点支承时的荷载取值。

2）方形煤斗应采用四周多点支承或条形支承。当多点支承时，支承点不宜设置在转角处，以避开煤斗壁板的转角焊缝处，一般支承点距转角处 500mm 左右。每边支承点间距宜接近，且方便现场安装。各支承点的荷载按实际间距分配，并考虑适当余度。

（12）结构规则性判断。侧煤仓间布置宜保证结构平面规则和竖向规则，结构规则性判断及采取的结构措施见表 7-9。

表 7-9　侧煤仓间结构规则性判断及采取的结构措施

不规则类型		定义和参考指标（一般不规则结构）	不规则时采取的措施或限值	备　注
平面不规则	扭转不规则	在具有偶然偏心的规定水平力作用下，楼层两端抗侧力构件弹性水平位移（或层间位移）的最大值与平均值的比值大于 1.2	（1）采用空间结构计算模型，应计入双向水平地震的扭转影响。 （2）扭转位移比不应大于 1.5	当超过 2 层的扭转位移比大于 1.4 时为特别不规则结构
	抗扭刚度弱	以结构扭转为主的第一自振周期 T_t 与以平动为主的第一自振周期 T_1 的比值 T_t/T_1 不应大于 0.9	调整结构抗侧力构件布置，增大结构抗扭刚度	当 $T_t/T_1>0.9$ 时为特别不规则结构

续表

不规则类型		定义和参考指标（一般不规则结构）	不规则时采取的措施或限值	备注
竖向不规则	侧向刚度不规则	该层的侧向刚度小于相邻上一层的70%，或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的80%	（1）采用空间结构计算模型，刚度小的楼层的地震剪力应乘以1.25的放大系数。 （2）应按有关规定进行弹塑性变形分析	该层侧向刚度小于相邻上一层的50%时为特别不规则结构
	竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件（柱、抗震墙、抗震支撑）的内力由水平转换构件（梁、桁架）向下传递	（1）采用空间结构计算模型，刚度小的楼层的地震剪力应乘以1.25的放大系数。 （2）应按有关规定进行弹塑性变形分析。 （3）该构件传递给水平转换构件的地震内力应乘以1.25～2的放大系数	—
	楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的80%	（1）采用空间结构计算模型，刚度小的楼层的地震剪力应乘以1.25的放大系数。 （2）应按有关规定进行弹塑性变形分析	薄弱层抗侧力结构的受剪承载力不应小于相邻上一层的65%

注 1. 结构扭转位移比不采用CQC法计算。
2. 当同时具有3项或3项以上表中第三列“一般不规则”指标或具有2项“一般不规则”指标且其中一项接近“特别不规则”指标时，结构应被判定为特别不规则结构。
3. 当结构具有2项或2项以上超过限值指标或某一项超过限值指标较多时，可判定为严重不规则结构，侧煤仓间结构不应采用严重不规则结构。

（13）层间位移比。侧煤仓间结构应进行多遇地震作用下的抗震变形验算，不考虑偶然偏心计算的楼层最大弹性层间位移角限制见第三章的相关要求。

（14）扭转位移比。侧煤仓间布置时，应尽量减小结构的扭转。侧煤仓间结构在具有偶然偏心的规定水平力作用下，楼层两端抗侧力构件弹性水平位移（或层间位移）的最大值与平均值的比值不宜大于1.4，且不应大于1.5。

（15）侧向刚度比。侧煤仓间布置时，应尽量减小结构的侧向刚度不规则性。当楼层的侧向刚度小于相邻上一层的70%，或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的80%时，应采用空间结构计算模型，刚度小的楼层的地震剪力应乘以抗震调整系数，并应按有关规定进行弹塑性变形分析。楼层侧向刚度不应小于相邻上一层的50%。

（16）抗剪承载力比。侧煤仓间布置时，应尽量减小楼层承载力突变。当抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的80%时，应采用空间结构计算模型，刚度小的楼层的地震剪力应乘以抗震调整系数，并应按有关规定进行弹塑性变形分析。薄弱层抗侧力结构的受剪承载力不应小于相邻上一层的65%。

（17）剪重比。侧煤仓间抗震验算时，结构任一层的水平地震剪力应符合GB 50011的要求。

（18）薄弱层弹塑性变形验算。以下条件下，侧煤仓间结构应进行罕遇地震作用下的薄弱层弹塑性变形验算：

1）抗震设防烈度为7～9度时，楼层屈服强度系数小于0.5的钢筋混凝土框架结构和竖向框排架结构。

2）抗震设防烈度为7度，场地类别为Ⅲ、Ⅳ类时的钢筋混凝土结构和钢结构；抗震设防烈度为8度和9度时的钢筋混凝土结构和钢结构。

3）表7-9中规定要进行弹塑性分析的不规则结构。

4）采用隔震和消能减震设计的结构。

注：楼层屈服强度系数为按钢筋混凝土构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层受剪承载力和按罕遇地震作用标准值计算的楼层弹性地震剪力的比值。

（19）弹塑性层间位移角限值。侧煤仓间结构薄弱层弹塑性层间位移角应满足第三章的相关要求。

（20）抗震调整系数。侧煤仓间结构及构件应根据相关规范进行抗震调整，抗震调整分为效应组合前的调整和效应组合后的调整。结构抗震调整系数见表7-10。

表7-10　结构抗震调整系数

调整内容		规范条文	备注
效应组合前的调整	楼层最小剪力系数调整	GB 50011—2010第5.2.5条 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第4.3.12条	
	薄弱层剪力增大（竖向不规则时调整）	GB 50011—2010第3.4.4条第2款 JGJ 3—2010第3.5.8条 JGJ 99—2015《高层民用建筑钢结构技术规程》第3.3.3条第2款	

续表

<table>
<tr><th colspan="3">调 整 内 容</th><th>规 范 条 文</th><th>备注</th></tr>
<tr><td rowspan="5">效应组合前的调整</td><td colspan="2">框架剪力墙结构中框架剪力调整</td><td>GB 50011—2010 第 6.2.13 条
JGJ 3—2010 第 8.1.4 条</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="2">楼层各构件的竖向地震作用效应调整</td><td>GB 50011—2010 第 5.3.1 条
JGJ 3—2010 第 4.3.13 条第 3 款</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="2">钢框架-支撑结构框架部分地震层剪力调整</td><td>GB 50011—2010 第 8.2.3 条第 3 款
JGJ 99—2015 第 6.2.6 条</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="2">钢结构托柱梁地震内力调整</td><td>JGJ 99—2015 第 7.1.6 条</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="2">钢结构的转换构件支承柱地震内力调整</td><td>GB 50011—2010 第 8.2.3 条第 7 款
JGJ 99—2015 第 7.3.10 条</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="14">效应组合后的调整</td><td rowspan="10">钢筋混凝土结构</td><td>中间层柱端弯矩调整</td><td>GB 50011—2010 第 6.2.2 条
JGJ 3—2010 第 6.2.1 条</td><td rowspan="3">强柱弱梁</td></tr>
<tr><td>底层柱端弯矩调整</td><td>GB 50011—2010 第 6.2.3 条
JGJ 3—2010 第 6.2.2 条</td></tr>
<tr><td>角柱柱端弯矩调整</td><td>GB 50011—2010 第 6.2.6 条
JGJ 3—2010 第 6.2.4 条</td></tr>
<tr><td>柱剪力调整</td><td>GB 50011—2010 第 6.2.5 条
JGJ 3—2010 第 6.2.3 条</td><td rowspan="4">强剪弱弯</td></tr>
<tr><td>梁剪力调整</td><td>GB 50011—2010 第 6.2.4 条
JGJ 3—2010 第 6.2.5 条</td></tr>
<tr><td>剪力墙底部加强部位的剪力调整</td><td>GB 50011—2010 第 6.2.8 条
JGJ 3—2010 第 7.2.6 条</td></tr>
<tr><td>剪力墙底部加强部位以上的剪力调整</td><td>GB 50011—2010 第 6.2.7 条
JGJ 3—2010 第 7.2.5 条</td></tr>
<tr><td>剪力墙底部加强部位以上的弯矩调整</td><td>GB 50011—2010 第 6.2.7 条
JGJ 3—2010 第 7.2.5 条</td><td></td></tr>
<tr><td>双肢剪力墙一肢受拉时另一肢剪力、弯矩调整</td><td>GB 50011—2010 第 6.2.7 条
JGJ 3—2010 第 7.2.4 条</td><td></td></tr>
<tr><td>竖向框排架厂房的地震作用效应调整</td><td>GB 50011—2010 第 H.1.6 条</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="4">钢结构</td><td>偏心支撑框架构件内力设计值调整</td><td>GB 50011—2010 第 8.2.3 条第 5 款
JGJ 99—2015 第 7.6.5 条</td><td></td></tr>
<tr><td>钢框架节点处的抗震承载力调整</td><td>GB 50011—2010 第 8.2.5 条
JGJ 99—2015 第 7.3.3 条</td><td></td></tr>
<tr><td>钢结构抗侧力构件的连接承载力调整</td><td>GB 50011—2010 第 8.2.8 条</td><td></td></tr>
<tr><td>多层钢结构厂房构件抗震承载力调整</td><td>GB 50011—2010 第 H.2.7 条</td><td></td></tr>
</table>

（21）结构或构件的变形允许值。侧煤仓间结构及构件的变形允许值见第三章的相关规定。

（22）构造要求。钢筋混凝土结构侧煤仓间的构造要求见第五章的相关要求，钢结构侧煤仓间的构造要求见第六章的相关要求。

二、钢筋混凝土结构计算原则

（1）阻尼比。钢筋混凝土结构侧煤仓间抗震计算的阻尼比取 0.05。

（2）梁刚度增大系数。侧煤仓间结构内力与位移计算时，给煤层和皮带层梁的刚度可考虑翼缘作用予以增大，楼面梁刚度增大系数可取 1.5。

（3）梁端弯矩调幅系数。在竖向荷载作用下，可考虑框架梁端塑性变形内力重分布对梁端负弯矩乘以调幅系数进行调幅，并应符合以下规定：

1）现浇框架梁端负弯矩调幅系数可取 0.8～0.9，煤斗支承大梁的梁端负弯矩调幅系数宜取 0.7。

2）框架梁端负弯矩调幅后，梁跨中弯矩应按平衡条件相应增大。

3）应先对竖向荷载作用下框架梁的弯矩进行调幅，再与水平作用产生的框架梁弯矩进行组合。

4）截面设计时，框架梁跨中截面正弯矩设计值不

应小于竖向荷载作用下按简支梁计算的跨中弯矩设计值的 50%。

（4）梁扭矩折减系数。

1）侧煤仓间结构计算过程中，给煤层和皮带层梁受扭计算时可考虑现浇楼盖对梁的约束作用而对梁的扭矩进行折减，折减系数一般可取 0.9。

2）煤斗支承梁计算时应考虑煤斗荷载产生的扭矩，当一根梁上支承多个煤斗时，应考虑煤斗空载和满载对梁产生的扭矩。煤斗支承梁的扭矩不应进行折减。

（5）梁柱偏心影响。楼面梁与竖向构件的偏心以及上、下层竖向构件之间的偏心宜按实际情况计入结构的整体计算。当结构整体计算未考虑上述偏心时，应采用柱附加弯矩的方法予以近似考虑。

（6）节点刚域。由于侧煤仓间梁、柱截面尺寸一般较大，在结构整体计算时，宜考虑框架梁、柱节点区的刚域影响，梁端截面弯矩可取刚域端截面的弯矩值，如图 7-13 所示。刚域（见图 7-14）的长度可按式（7-3）计算：

$$\begin{aligned} l_{b1} &= a_1 - 0.25h_b \\ l_{b2} &= a_2 - 0.25h_b \\ l_{c1} &= c_1 - 0.25b_c \\ l_{c2} &= c_2 - 0.25b_c \end{aligned} \tag{7-3}$$

当计算的刚域长度为负值时，应取为 0。

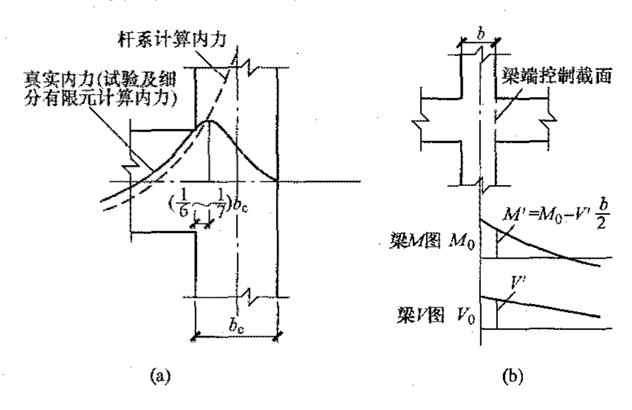


图 7-13　框架节点处弯矩示意图

（a）框架节点处的真实弯矩；（b）梁端控制截面弯矩与剪力

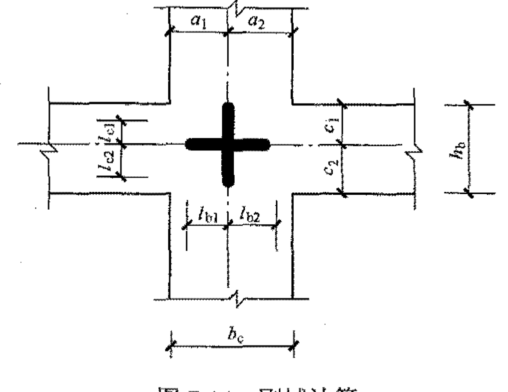


图 7-14　刚域计算

（7）重力二阶效应。

1）当侧煤仓间结构满足下列规定时，弹性计算分析时可不考虑重力二阶效应的不利影响。

框架结构：

$$D_i \geqslant 20\sum_{j=i}^{n} G_j / h_i \quad (i=1,2,\cdots,n) \tag{7-4}$$

框架—抗震墙结构：

$$EJ_d \geqslant 2.7H^2\sum_{i=1}^{n} G_i \tag{7-5}$$

式中　D_i——第 i 楼层的弹性等效侧向刚度，可取该层剪力与层间位移的比值；

n——结构计算总层数；

G_i、G_j——第 i、j 楼层的重力荷载设计值，取 1.2 倍的永久荷载标准值与 1.3 倍可变荷载标准值的组合值，kN；

h_i——第 i 楼层层高，m；

EJ_d——结构一个主轴方向的弹性等效侧向刚度，可按倒三角形分布荷载作用下结构顶点位移相等的原则，将结构侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度；

H——侧煤仓间高度，当皮带层以上采用门式刚架或排架结构时，侧煤仓间高度计算取皮带层标高，m。

2）当侧煤仓间结构不满足上述规定时，结构弹性计算时应考虑重力二阶效应对水平力作用下结构内力和位移的不利影响。

3）侧煤仓间结构的重力二阶效应可采用有限元方法进行计算，也可采用对未考虑重力二阶效应的计算结果乘以增大系数的方法近似考虑。近似考虑时，结构位移增大系数 F_1、F_{1i} 及结构构件弯矩和剪力增大系数 F_2、F_{2i} 可分别按下列规定计算。位移计算结果应满足结构弹性层间位移角限值要求。

对框架结构，可按下列公式计算：

$$F_{1i} = \frac{1}{1-\sum_{j=i}^{n} G_j/(D_i h_i)} \quad (i=1,2,\cdots,n) \tag{7-6}$$

$$F_{2i} = \frac{1}{1-2\sum_{j=i}^{n} G_j/(D_i h_i)} \quad (i=1,2,\cdots,n) \tag{7-7}$$

对框架-抗震墙结构，可按下列公式计算：

$$F_1 = \frac{1}{1-0.14H^2\sum_{i=1}^{n} G_i/(EJ_d)} \tag{7-8}$$

$$F_2 = \frac{1}{1-0.28H^2\sum_{i=1}^{n} G_i/(EJ_d)} \tag{7-9}$$

（8）结构整体稳定性。侧煤仓间结构的整体稳定性应符合下列规定：

1）框架-抗震墙结构应符合式（7-10）的要求：

$$EJ_d \geqslant 1.4H^2\sum_{i=1}^{n}G_i \tag{7-10}$$

2）框架结构应符合式（7-11）的要求：

$$D_i \geqslant 10\sum_{j=i}^{n}G_j/h_i \quad (i=1,2,\cdots,n) \tag{7-11}$$

（9）梁柱线刚度比。除煤斗支承梁外，侧煤仓间结构框架梁柱的线刚度比不宜大于 0.7。

（10）框架承受的地震剪力。当侧煤仓间采用框架-抗震墙或框架-支撑体系时，应考虑框架与抗震墙（支撑）的协同工作。任一层框架部分的地震剪力不应小于结构底部总地震剪力的 20%和按框架-抗震墙（支撑）结构计算的框架部分各楼层地震剪力中最大值的 1.5 倍二者中的较小值。

（11）竖向框排架结构内力调整。侧煤仓间皮带层以下采用框架结构、皮带层以上采用排架的竖向框排架结构内力应按以下要求进行调整：

1）与排架柱底相连的顶层框架节点处，柱端组合弯矩设计值应按 GB 50011—2010 第 6.2.2 条进行调整，其他顶层框架节点处的梁端、柱端弯矩设计值可不调整。

2）顶层排架设置纵向柱间支撑时，与柱间支撑相连的排架柱的下部框架柱，一、二级框架柱由地震作用引起的附加轴力应分别乘以增大系数 1.5 和 1.2；计算轴压比时，该附加轴力可不乘以增大系数。

（12）节点核心区验算。抗震等级为一、二级框架节点核心区应进行抗震验算；三级框架节点核心区可不进行抗震验算，但应符合抗震构造措施的要求。核心区截面抗震验算方法应符合 GB 50011—2010 附录 D 的规定。

（13）节点补充验算。抗震等级为一级、二级时，当框架梁柱节点两侧梁截面高度差大于较高梁截面高度的 25%或 500mm 时，应按式（7-12）验算节点：

$$\frac{\eta_{jb}M_{b1}}{h_{01}-a_s'}V_{col} \leqslant V_{RE} \tag{7-12}$$

式中　η_{jb}——节点剪力增大系数，一级取 1.35，二级取 1.2；

M_{b1}——较高梁端梁底组合弯矩设计值；

h_{01}——较高梁截面的有效高度；

a_s'——较高梁端梁底受拉时，受压钢筋合力点至受压边缘的距离；

V_{col}——节点下柱计算剪力设计值；

V_{RE}——节点下柱抗震受剪承载力设计值。

（14）异形节点核心区抗震验算。抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，异形节点核心区抗震验算可按 DL 5022—2012 附录 K 的方法验算。在节点区域宜设置斜向交叉钢筋。

（15）其他抗震验算要求。混凝土侧煤仓间抗震验算的其他要求见第五章第三节“抗震计算内容和要点”的相关规定。

三、钢结构计算原则

（1）阻尼比。多遇地震作用下，钢结构侧煤仓间的阻尼比取 0.04；在罕遇地震作用下，阻尼比取 0.05。

（2）内力和变形分析。侧煤仓间钢结构在地震作用下的内力和变形分析应符合下列规定：

1）当结构在地震作用下的重力附加弯矩大于初始弯矩的 10%时，应计入二阶效应的影响。

2）框架梁可按梁端截面的内力设计，层间位移计算可不计入梁柱节点板域剪切变形的影响，近似按框架轴线进行分析。

3）钢框架-支撑结构的斜杆可按端部铰接杆计算；其框架部分按刚度分配计算的地震层剪力应乘以调整系数。

4）偏心支撑框架中，与消能梁段相连构件的内力计算值应按相关规范进行调整。

（3）梁或桁架补充验算。与人字、V 字支撑相连的梁或桁架应计入支撑传力的影响，上部梁或桁架应按支撑退出工作的简支梁验算承载能力。

（4）框架梁整体稳定。钢框架梁的上翼缘采用抗剪连接件与组合楼板连接时，可不验算地震作用下的整体稳定。

（5）构件和节点承载力验算。侧煤仓间钢柱、钢梁和钢支撑等构件承载力验算及其节点连接计算见第六章相关要求。

（6）其他抗震验算要求。钢结构侧煤仓间抗震验算的其他要求见第六章第三节“抗震计算与设计”的相关规定。

（7）构件设计计算。钢结构侧煤仓间构件的设计计算要求见第六章第三节“构件的设计计算”的规定。

（8）节点连接计算。钢结构侧煤仓间构件的设计计算要求见第六章第四节“节点连接计算”的规定。

第四节　钢结构侧煤仓间计算算例

一、结构布置及特点

本算例为 2×1000MW 机组侧煤仓间结构，采用钢框架+屈曲约束支撑，三跨布置。给煤层和皮带层楼板采用现浇钢筋混凝土板，屋面采用复合压型钢板。

钢结构侧煤仓间结构主要布置参数见表 7-11，计算模型和剖面图见图 7-15 和图 7-16。

表 7-11　钢结构侧煤仓间结构主要布置参数　（m）

结构尺寸	参　数	备　注
宽度（横向）	23.50	跨距：7.8+7.9+7.8
长度（纵向）	77.51	柱距：7×10+7.51
高度	49.91	
给煤层标高	17.00	
煤斗支承层标高	29.60	
皮带层标高	43.50	

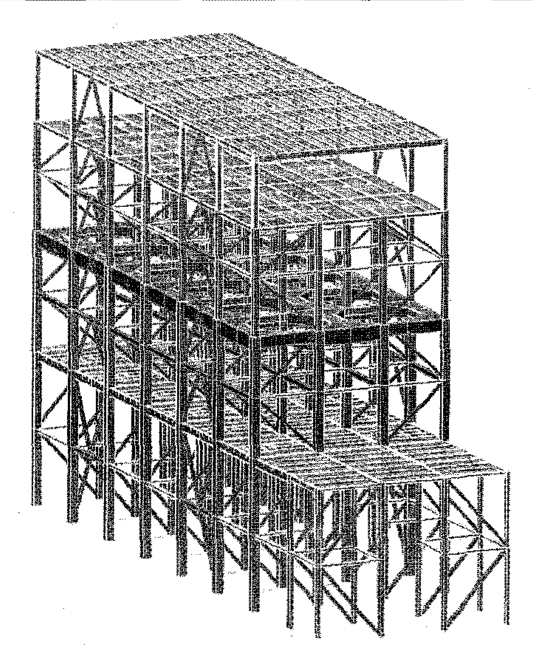


图 7-15　钢结构侧煤仓间计算模型

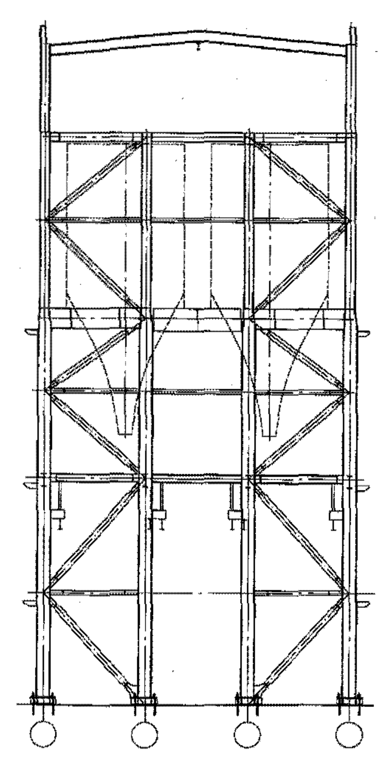


图 7-16　钢结构侧煤仓间典型剖面图

二、设计条件

（1）抗震设防烈度为 8 度，地震动峰值加速度为 0.20g，设计地震分组为第一组；场地类别为Ⅳ类。不考虑地基土液化的影响。

（2）基本风压为 0.55kN/m^2，地面粗糙度为 A 类。

（3）基本雪压为 0.35kN/m^2。

三、计算软件及版本

侧煤仓间结构计算采用 PKPM-STS/SATWE（PKPM2010 V2.2）结构设计软件。

四、各层楼屋面荷载

（1）屋面荷载。

1）复合压型钢板屋面恒荷载取 0.5kN/m^2。

2）屋面活荷载：屋面按不上人屋面考虑，根据荷载规范，屋面均布活荷载取 1.0kN/m^2。

（2）给煤层荷载。

1）给煤层（17.0m）楼面恒荷载取 5.0kN/m^2。

2）给煤层（17.0m）楼面活荷载：

a．框架计算时楼面活荷载取 5.0kN/m^2。

b．次梁、楼板计算时楼面活荷载取 10.0kN/m^2。

c．局部区域楼面活荷载取 4.0kN/m^2。

（3）皮带层荷载倒算。

1）皮带层（34.5m）楼面恒荷载取 7.0kN/m^2。

2）皮带层（34.5m）楼面活荷载：

a．框架计算时楼面活荷载取 3.0kN/m^2，皮带头部取 6.0kN/m^2。

b．次梁、楼板计算时楼面活荷载取 5.0kN/m^2，皮带头部取 10.0kN/m^2。

（4）女儿墙恒荷载取 1.0kN/m。

（5）其他设备活荷载根据运煤专业资料输入。

五、弹性阶段结构计算

（1）结构计算输入见表 7-12、表 7-13。

表 7-12　钢结构侧煤仓间结构计算输入内容

序号	结构设计输入内容	备　注
1	结构模型布置图	见图 7-16
2	各层构件截面布置	—
3	各层荷载输入	—
4	设计参数输入	见表 7-13

表 7-13　钢结构侧煤仓间结构 PM-SATWE 主要计算参数一览表

计算参数		参数取值
总信息	嵌固端所在层号	1
	对所有楼层采用刚性楼板假定	否
风荷载	基本风压（kN/m²）	0.55
	地面粗糙度类别	A 类
地震信息	抗震设防类别	8 度（0.2g）
	场地类别	Ⅳ类
	地震分组	第一组
	框架抗震等级	一级
	是否考虑偶然偏心	是
	是否考虑双向地震	是
	计算振型个数	24
	重力荷载代表值的活荷载组合值系数	0.85
	结构周期折减系数	0.9
	结构阻尼比	0.035
调整信息	梁端负弯矩调幅系数	0.85
	梁扭矩折减系数	—
	连梁刚度折减系数	—
	梁刚度放大系数	—
	薄弱层地震内力放大系数	1.25
设计信息	结构重要性系数	1.0
	钢构件净截面与毛截面比	0.85
	钢柱计算长度系数	x 向有侧移，y 向无侧移
	是否考虑 p-Δ 效应	是
	是否按 JGJ 3—2010 第 B.0.4 条考虑二阶效应	否

（2）结构计算结果见表 7-14～表 7-16。

表 7-14　钢结构侧煤仓间结构计算结果

序号	结构设计输入内容		备　注
1	结构自振周期和参振质量计算结果	自振周期	见表 7-15
		扭转系数	
2	结构整体计算结果	有效质量系数	
		最大层间位移角	见表 7-16
		扭转位移比	
		侧向刚度比	
		抗剪承载力比	
		剪重比	
		刚重比	
3	各层构件应力比		
4	各层构件挠度		

表 7-15　钢结构侧煤仓间结构自振周期和参振质量计算结果

振型	周期	扭转系数	有效质量系数（%）	
			x 向	y 向
1	1.905	0.00	0	91.15
2	1.394	0.07	82.95	0
3	1.135	0.93	4.98	0
4	0.608	0.09	2.96	0
5	0.58	0.99	0.17	0

注　1. 结构扭转为主的第一自振周期与平动为主的第一自振周期之比为 0.596。

2. 结构 x 向有效质量参振系数为 98.74%，y 向有效质量参振系数为 99.17%。

表 7-16　钢结构侧煤仓间结构整体计算结果汇总

塔号	楼层	层高（mm）	最大层间位移角		扭转位移比		侧向刚度比		抗剪承载力比		剪重比（%）		刚重比		框架部分承受的地震力比（%）	
			Max-D_x/H	Max-D_y/H	Ratio-D_x	Ratio-D_y	Rat_x1	Rat_y1	Ratio-Bu_x	Ratio-Bu_y	λ_x	λ_y	x 向	y 向	x 向	y 向
1	7	8300	1/301	1/874	1.05	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	23.11	15.77	54.99	99.68	100	2.24
1	6	5600	1/690	1/651	1.09	1.17	15.21	7.12	5.38	10.71	13.75	12.59	83.54	70.84	22.34	8.48
1	5	6900	1/706	1/501	1.11	1.12	1.29	0.90	0.86	0.80	13.55	12.33	88.27	52.18	11.87	21.21
1	4	7000	1/524	1/395	1.14	1.08	3.75	2.98	2.53	2.63	9.69	7.81	42.16	21.89	25.26	30.30
1	3	7000	1/454	1/420	1.19	1.05	1.29	1.50	0.99	0.97	9.58	7.72	36.86	22.15	4.58	23.67

续表

塔号	楼层	层高（mm）	最大层间位移角		扭转位移比		侧向刚度比		抗剪承载力比		剪重比（%）		刚重比		框架部分承受的地震力比（%）	
			Max-D_x/H	Max-D_y/H	Ratio-D_x	Ratio-D_y	Rat_x1	Rat_y1	Ratio-Bu_x	Ratio-Bu_y	λ_x	λ_y	x 向	y 向	x 向	y 向
1	2	8800	1/424	1/408	1.37	1.08	1.43	1.32	0.72	0.76	8.40	6.84	36.49	20.30	8.57	20.87
1	1	8900	1/740	1/538	1.35	1.10	2.17	1.55	1.09	0.93	8.13	6.66	63.99	25.41	17.95	67.60

注 1. Max-D_x/H、Max-D_y/H 分别为 x 向和 y 向不考虑偶然偏心时各层的最大层间位移角。
2. Ratio-D_x、Ratio-D_y 分别为规定水平力作用下，楼层最大弹性水平位移、层间位移与该楼层两端弹性水平位移、层间位移平均值的比值。
3. Rat_x1、Rat_y1 分别为楼层侧向刚度与上一层相应塔侧向刚度 70%的比值和上三层平均侧向刚度 80%的比值中的较小值。
4. Ratio-Bu_x、Ratio-Bu_y 分别为楼层抗剪承载力与相邻上一层抗剪承载力的比值。

第五节　钢筋混凝土侧煤仓间计算算例

一、结构特点

本算例为 2×1000MW 机组侧煤仓间结构，采用钢筋混凝土框架结构，三跨布置。给煤层、皮带层楼板和屋面板采用现浇钢筋混凝土板。

钢筋混凝土侧煤仓间结构主要布置参数见表 7-17，计算模型和剖面图见图 7-17 和图 7-18。

表 7-17　钢筋混凝土侧煤仓间结构主要布置参数　（m）

结构尺寸	参　数	备　注
宽度（横向）	19.5	跨距：6+7.5+6
长度（纵向）	77	柱距：6×10.5+9+5
高度	51.6	
给煤层标高	17.00	
煤斗支承层标高	30.10	
皮带层标高	43.50	

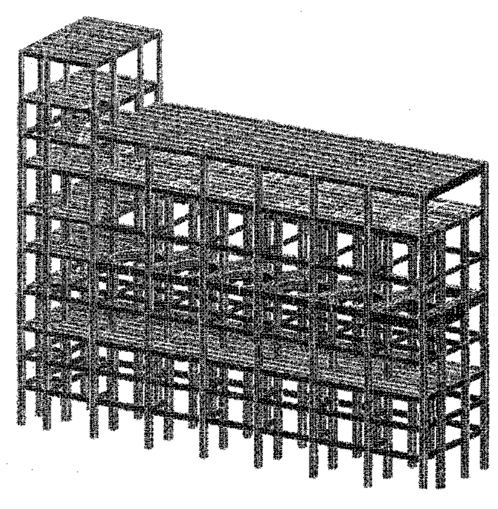


图 7-17　钢筋混凝土侧煤仓间计算模型

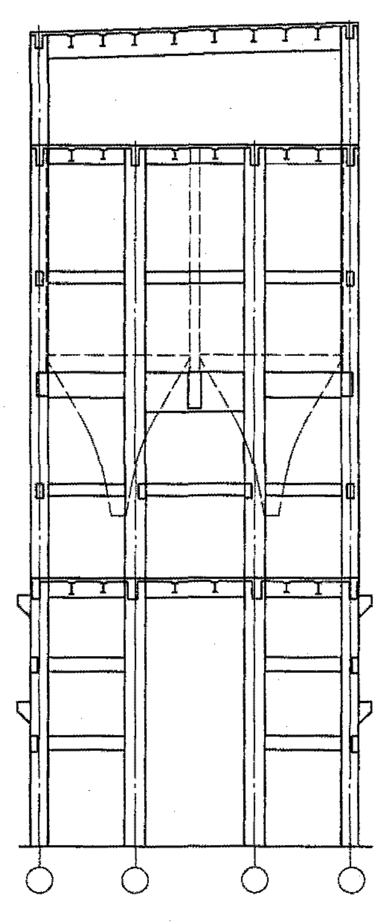


图 7-18　钢筋混凝土侧煤仓间典型剖面图

二、设计条件

（1）抗震设防烈度为 7 度，地震动峰值加速度为 0.10g，设计地震分组为第一组；场地类别为Ⅲ类。不考虑地基土液化的影响。

（2）基本风压为 0.40kN/m^2，地面粗糙度为 B 类。

（3）基本雪压为 0.40kN/m^2。

三、计算软件及版本

侧煤仓间结构计算采用 PKPM-STS/SATWE［PKPM2010 V2.2（2014.8.1）］结构设计软件。

四、各层楼屋面荷载

（1）屋面荷载。

1）现浇钢筋混凝土屋面恒荷载取 4.5kN/m^2。

2）屋面活荷载：屋面按上人屋面考虑，根据荷载规范，屋面均布活荷载取 2.0kN/m^2。

（2）给煤层荷载。

1）给煤层（17.0m）楼面恒荷载取 5.5kN/m^2。

2）给煤层（17.0m）楼面活荷载：

a．框架计算时楼面活荷载取 5.0kN/m^2。

b．次梁、楼板计算时楼面活荷载取 10.0kN/m^2。局部区域楼面活荷载取 4.0kN/m^2。

（3）皮带层荷载倒算。

1）皮带层（34.5m）楼面恒荷载取 7.0kN/m^2。

2）皮带层（34.5m）楼面活荷载：

a．框架计算时楼面活荷载取 3.0kN/m^2，皮带头部取 6.0kN/m^2。

b．次梁、楼板计算时楼面活荷载取 5.0kN/m^2，皮带头部取 10.0kN/m^2。

（4）女儿墙恒荷载取 3.0kN/m。

（5）其他设备活荷载根据运煤专业资料输入。

五、弹性阶段结构计算

（1）结构计算输入如表 7-18、表 7-19 所示。

表 7-18　钢筋混凝土侧煤仓间结构计算输入内容

序号	结构设计输入内容	备　注
1	结构模型布置图	见图 7-18
2	各层构件截面布置	—
3	各层荷载输入	—
4	设计参数输入	见表 7-19

表 7-19　钢筋混凝土侧煤仓间结构 PM-SATWE 主要计算参数一览表

计　算　参　数		参数取值
总信息	嵌固端所在层号	1
	对所有楼层采用刚性楼板假定	否
风荷载	基本风压（kN/m^2）	0.40
	地面粗糙度类别	B 类
地震信息	抗震设防类别	7 度（0.1g）
	场地类别	Ⅲ类
	地震分组	第一组
	框架抗震等级	一级
	是否考虑偶然偏心	是
	是否考虑双向地震	是
	计算振型个数	24
	重力荷载代表值的活荷载组合值系数	0.85
	结构周期折减系数	0.9
	结构阻尼比	0.05
调整信息	梁端负弯矩调幅系数	0.85
	梁扭矩折减系数	0.6
	连梁刚度折减系数	0.6
	梁刚度放大系数	1.5
	薄弱层地震内力放大系数	1.25
设计信息	结构重要性系数	1.0
	钢构件净截面与毛截面比	—
	钢柱计算长度系数	—
	是否考虑 p-Δ 效应	是
	是否按 JGJ 3—2010 第 B.0.4 条考虑二阶效应	否

（2）结构计算结果见表 7-20～表 7-22。

表 7-20　钢筋混凝土侧煤仓间结构计算结果

序号	结构设计输入内容		备　注
1	结构自振周期和参振质量计算结果	自振周期	见表 7-21
		扭转系数	
		有效质量系数	
2	结构整体计算结果	最大层间位移角	见表 7-22
		扭转位移比	
		侧向刚度比	
		抗剪承载力比	
		剪重比	
		刚重比	
3	各层构件配筋计算结果		—
4	各层构件挠度		—

表 7-21　钢筋混凝土侧煤仓间结构自振周期和参振质量计算结果

振型	周期	扭转系数	有效质量系数（%）	
			x 向	y 向
1	2.333	0.00	0	88.44
2	1.999	0.00	87.40	0
3	1.856	0.72	1.01	0
4	0.884	0.00	0.00	5.49
5	0.723	0.28	3.94	0

注　1．结构扭转为主的第一自振周期与平动为主的第一自振周期之比为 0.796。

2．结构 x 向有效质量参振系数为 98.32%，y 向有效质量参振系数为 99.17%。

表 7-22　　钢筋混凝土侧煤仓间结构整体计算结果汇总

塔号	楼层	层高（mm）	最大层间位移角		扭转位移比		侧向刚度比		抗剪承载力比		剪重比（%）		刚重比		框架部分承受的地震力比（%）	
			Max-D_x/H	Max-D_y/H	Ratio-D_x	Ratio-D_y	Rat_x1	Rat_y1	Ratio-Bu_x	Ratio-Bu_y	λ_x	λ_y	x 向	y 向	x 向	y 向
1	11	8100	1/1645	1/1478	1.03	1.01	1.00	1.00	1.0	1.0	5.88	7.17	78.95	84.63	100	100
1	10	3900	1/2969	1/2306	1.16	1.15	11.85	9.21	9.94	7.48	3.87	4.12	99.10	82.56	100	100
1	9	2100	1/2804	1/2368	1.32	1.15	5.17	4.57	2.35	1.78	3.56	3.42	96.49	70.99	100	100
1	8	5070	1/2412	1/2192	1.14	1.05	0.50	0.60	0.76	0.96	3.43	3.31	67.99	59.03	100	100
1	7	7930	1/1817	1/1605	1.29	1.10	0.74	0.72	0.94	1.20	3.03	2.90	51.69	39.68	100	100
1	6	6400	1/1773	1/1445	1.36	1.21	1.36	1.02	1.33	1.38	2.77	2.63	62.29	35.85	100	100
1	5	7100	1/1434	1/1237	1.27	1.04	1.51	1.81	2.13	1.45	2.31	2.06	27.50	19.01	100	100
1	4	6080	1/1230	1/1124	1.08	1.08	1.35	1.63	0.97	1.14	2.25	2.01	21.32	17.79	100	100
1	3	4920	1/1219	1/1084	1.07	1.03	1.72	1.81	0.99	1.49	2.00	1.79	19.27	14.53	100	100
1	2	5000	1/1121	1/906	1.10	1.12	1.37	1.32	0.99	1.00	1.95	1.74	17.66	12.86	100	100
1	1	7000	1/1705	1/1431	1.11	1.08	1.55	1.36	0.75	0.69	1.89	1.69	27.33	18.38	100	100

注　1．Max-D_x/H、Max-D_y/H 分别为 x 向和 y 向不考虑偶然偏心时各层的最大层间位移角。

2．Ratio-D_x、Ratio-D_y 分别为规定水平力作用下，楼层最大弹性水平位移、层间位移与该楼层两端弹性水平位移、层间位移平均值的比值。

3．Rat_x1、Rat_y1 分别为楼层侧向刚度与上一层相应塔侧向刚度 70%的比值和上三层平均侧向刚度 80%的比值中的较小值。

4．Ratio-Bu_x、Ratio-Bu_y 分别为楼层抗剪承载力与相邻上一层抗剪承载力的比值。

第八章

汽机房屋面结构

第一节　概　　述

一、屋面结构体系类型

火力发电厂汽机房屋面位于火电厂的核心区域，具有下弦标高高（约 30m）、跨度大（24～36m）等特点。

汽机房屋面有多种分类方法，根据屋面体系是否需要布置檩条，可分为有檩或无檩屋盖体系；根据屋面坡度的变化，可分为单坡和双坡屋面；根据主体承重结构的种类，可分为钢桁架屋面、钢网架屋面和实腹钢梁屋面。

汽机房屋面采用何种结构型式主要取决于汽机房的跨度。当汽机房跨度大于或等于 18m，且小于 30m 时，可采用钢桁架、实腹钢梁或钢网架结构；当跨度大于或等于 30m 时，宜采用钢桁架或钢网架结构。

屋面材料的重量也是影响汽机房屋面结构选型的重要因素。汽机房屋盖宜采用自防水压型彩钢板的轻型有檩屋盖体系，也可采用压型钢板底模加钢筋混凝土现浇板的重型屋盖体系（见图 8-1）；采用钢桁架有檩重型屋盖体系或空间网架结构时，屋面板可采用小型预制板结构；当屋面梁采用实腹钢梁时，宜采用彩钢板轻型有檩屋盖体系（见图 8-2）。

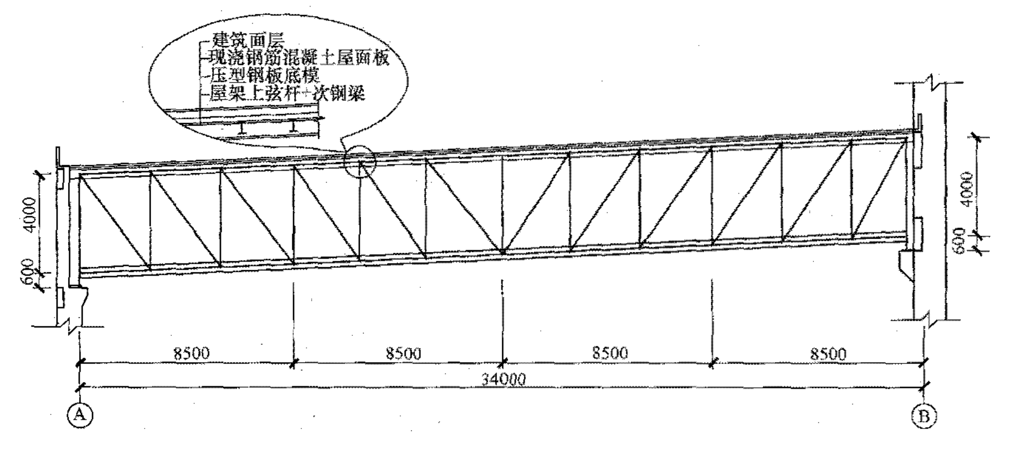


图 8-1　某 1000MW 机组主厂房钢桁架重型屋面

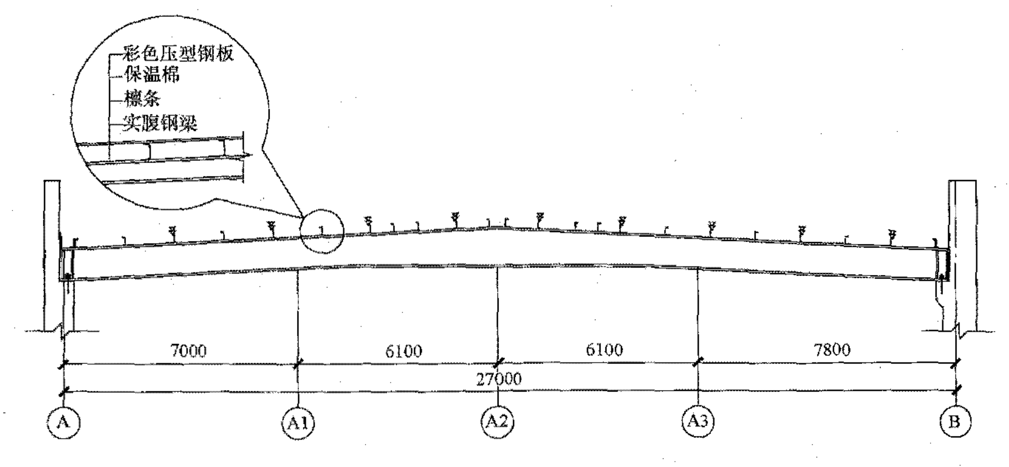


图 8-2　某 600MW 机组主厂房实腹钢梁轻型屋面

若施工条件允许，汽机房也可采用钢桁架上铺预应力大型屋面板的无檩屋盖体系。

汽机房屋面主结构型式可参考表8-1选用。

表8-1　汽机房屋面主结构型式选用表

主结构型式		屋面板材料		
		压型钢板+现浇钢筋混凝土板	预制预应力钢筋混凝土空心板	彩钢板（轻型屋面）
钢桁架	梯形	宜采用	宜采用	可采用
	平行弦			
钢网架		宜采用	可采用	宜采用
实腹钢梁		不宜采用	不宜采用	宜采用

需要说明的是，轻骨架膨石轻型板、发泡水泥复合板（太空板）等也属于轻型屋面的范畴，它们自重轻、板材强度高，在钢桁架或实腹钢梁上铺设该板后，只要在其上完成防水卷材施工，即可满足建筑专业的功能要求。

设计汽机房屋面结构时应优化设计，在确保结构安全可靠的前提下，优先选用轻质、高强的轻型屋面材料，以减轻大跨度结构的屋面自重，减少屋面因地震作用产生的水平力。

合理压缩汽机房的屋面高度，可有效降低主厂房体积造价，是汽机房优化设计的重点之一。设计人应根据主厂房行车资料（如吊钩的最大起吊高度与轨顶标高关系等）来确定汽机房吊车梁的牛腿顶面标高，从而根据吊车梁截面高度、吊车轨道高度及行车运行时与屋面结构底部保持的净距离，决定屋面主结构的最低标高。

本章主要介绍汽机房屋面的三大结构体系：钢桁架结构、钢网架结构和实腹钢梁结构。

二、屋面荷载和荷载组合

1. 永久荷载（恒荷载）

屋面恒荷载主要指屋面板材及其防水、保温隔热/找坡层，屋架及其次梁、檩条等主、次结构自重。

一般重型屋面板材的恒荷载可按具体的建筑做法，累计其各层建筑材料的自重。一般轻型屋面板材的恒荷载（不含檩条）可引用具体生产厂家的产品说明，如缺失产品说明，也可参考表8-2选用。

表8-2　常用轻型屋面板自重参考表

名称	单层压型钢板	单层压型钢板+保温棉	双层压型钢板	双层压型钢板+保温棉	夹芯板	轻骨架膨石轻型板	发泡水泥复合板（太空板）
自重（kN/m^2）	0.07～0.14	0.15	0.20	0.25	0.12～0.25	0.75～1.0	0.6～0.72

2. 可变荷载（活荷载）

屋面活荷载主要指屋面的风荷载、雪荷载、积灰荷载以及屋面正常的检修、维护等活动所产生的活荷载，均可参照GB 50009《建筑结构荷载规范》和DL/T 5095《火电厂和核电厂常规岛主厂房荷载设计技术规程》采用。雪荷载一般不与屋面活荷载同时组合，而是取两者中的较大值。

除了汽机房屋面主结构（如屋架或实腹钢梁及其支撑体系等）在参与主厂房框架整体分析时考虑了地震作用外，其他屋面次结构一般可不考虑地震作用。

一般轻型屋面的檩条设计时需考虑不小于1kN的检修上人荷载。当轻型屋面布置风机或气帽等设备时，从楼梯间出屋面大门开始直至设备四周，均需设置专门的架空维修通道和检修平台。

3. 荷载组合

汽机房屋面结构的荷载组合应严格遵守DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》的有关规定。对于轻型屋面结构，需特别关注风吸力带来的不利影响，不得遗漏以下组合：1.0×DL（恒荷载）−1.4×WL（负风吸）。

三、工程实例

本手册收集了近年来电厂汽机房屋面结构的各种工程实例供参考，见表8-3～表8-6。

表8-3　近年电厂汽机房屋面结构工程实例统计表——钢桁架结构

工程序号	单机容量	主厂房结构类型（混凝土/钢）	屋面跨度（m）	屋面结构	桁架矢高（m）	支座类型	上弦截面	下弦截面	最大腹杆截面（mm）	最小腹杆截面（mm）	桁架材质
1	300MW	钢框架结构	27.45	现浇钢筋混凝土板	3	刚接	HA4035-1825	HA4035-1825	ϕ245×12	ϕ159×8	Q345
2		现浇钢筋混凝土框架	27	现浇钢筋混凝土板	3	铰接	HA4040-1321	2∟200×24	ϕ299×12	ϕ159×10	Q235

续表

工程序号	单机容量	主厂房结构类型（混凝土/钢）	屋面跨度（m）	屋面结构	桁架矢高（m）	支座类型	上弦截面	下弦截面	最大腹杆截面（mm）	最小腹杆截面（mm）	桁架材质
3	300MW	现浇钢筋混凝土框架	27	现浇钢筋混凝土板	3.8	铰接	2L200×20	2L200×20	2L180×14	2L50×6	Q345
4		钢框架结构	29	彩钢板	2.4	刚接	HW3030-1015	HW3030-1015	2L180×14	2L100×10	Q345
1	600MW	现浇钢筋混凝土框架	30.6	现浇钢筋混凝土板	3	铰接	HW400	HW400	ϕ273×14	ϕ159×10	Q235
2		现浇钢筋混凝土框架	32	现浇钢筋混凝土板	3.5	铰接	HA4040-1625	HA4040-1625	ϕ299×14	2L100×10	Q235
3		现浇钢筋混凝土框架	30.6	现浇钢筋混凝土板	3.2	铰接	HA4045-1625	2L200×24	ϕ299×14	ϕ159×10	Q345
4		现浇钢筋混凝土框架	30.6	现浇钢筋混凝土板	3.2	铰接	HA4040-1625	HA4040-1625	ϕ299×12	ϕ121×7	Q345
5		现浇钢筋混凝土框架	32	现浇钢筋混凝土板	3.5	铰接	HA4040-1625	HA4040-1625	ϕ273×12	ϕ146×8	Q345
6		现浇钢筋混凝土框架	30.6	现浇钢筋混凝土板	3.2	铰接	HA4040-1625	2L200×24	ϕ299×12	ϕ159×10	Q235
1	1000MW	现浇钢筋混凝土框架	33	现浇钢筋混凝土板	3.5	铰接	HA5040-1825	HA5040-1825	ϕ299×12	ϕ146×8	Q345
2		现浇钢筋混凝土框架	34	现浇钢筋混凝土板	4.0	铰接	HA5035-1825	HA5035-1825	ϕ299×14	ϕ146×10	Q345
3		现浇钢筋混凝土框架	34	现浇钢筋混凝土板	4.0	铰接	HA5035-1825	HA5035-1825	ϕ299×14	ϕ146×10	Q345
4		现浇钢筋混凝土框架	32	现浇钢筋混凝土板	3.5	铰接	HA5040-1825	HA5040-1825	ϕ299×12	ϕ146×8	Q345
5		钢框架结构	34	现浇钢筋混凝土板	4.0	刚接	HW4040-1828	HW4040-1828	ϕ299×16	ϕ168×10	Q235
6		钢框架结构	34	现浇钢筋混凝土板	4.5	刚接	HW4040-1321	HW4040-1321	ϕ273×14	ϕ146×8	Q345
7		钢框架结构	34	现浇钢筋混凝土板	4.3	刚接	HA4030-1220	HA4030-1016	ϕ245×12	ϕ127×8	Q345
8		钢框架结构	34	现浇钢筋混凝土板	4.3	刚接	HA4030-1220	HA4030-1016	ϕ245×12	ϕ152×10	Q345

表 8-4　近年电厂汽机房屋面结构工程实例统计表——（倒三角形组合截面）管桁架结构

工程序号	单机容量	主厂房结构类型（混凝土/钢）	屋面跨度（m）	屋面结构	倒三角形桁架矢高（m）	倒三角形桁架底宽（m）	支座类型	上弦杆截面（mm）	下弦杆截面（mm）	腹杆截面（mm）	桁架材质
1	9E 燃机汽机房	钢框架结构	42.60	彩钢板	3.50	3.0	铰接	ϕ219×12	ϕ299×14	ϕ121×6	Q345
2		现浇钢筋混凝土框架	51.5	现浇钢筋混凝土板	4.5	3	铰接	ϕ299×14	ϕ450×16	ϕ168×8	Q345
1	300MW	现浇钢筋混凝土框架	30	彩钢板	2.3	2.2	铰接	ϕ219×14	ϕ273×14	ϕ140×6	Q345
2		现浇钢筋混凝土框架	29	彩钢板	2.3	2.2	铰接	ϕ219×14	ϕ273×14	ϕ140×6	Q345
1	600MW	现浇钢筋混凝土框架	34	彩钢板	2.5	2.2	铰接	ϕ219×16	ϕ273×16	ϕ140×6	Q345

续表

工程序号	单机容量	主厂房结构类型（混凝土/钢）	屋面跨度（m）	屋面结构	倒三角形桁架矢高（m）	倒三角形桁架底宽（m）	支座类型	上弦杆截面（mm）	下弦杆截面（mm）	腹杆截面（mm）	桁架材质
1	1000MW	现浇钢筋混凝土框架	32	彩钢板	2.9	2.5	铰接	ϕ219×12	ϕ299×14	ϕ108×6	Q345
2		现浇钢筋混凝土框架	41	彩钢板	2.8	2.4	铰接	ϕ245×16	ϕ299×16	ϕ140×6	Q345
3		现浇钢筋混凝土框架	33	彩钢板	2.5	2.2	铰接	ϕ219×16	ϕ273×16	ϕ140×6	Q345

表 8-5　近年电厂汽机房屋面结构工程实例统计表——实腹钢梁结构

工程序号	单机容量	主厂房结构类型（混凝土/钢）	屋面跨度（m）	屋面结构	支座类型	半跨屋面支座段变截面钢梁	半跨屋面跨中段变截面钢梁	材质
1	142MW	钢框架结构	28	彩钢板	刚接	HA12050-3032	HA12050-3032	Q345
2	300MW	现浇钢筋混凝土框架	27	现浇钢筋混凝土板	铰接	HA（1400～2075）×400-20×28	HA2075×400-20×28	Q345
3	600MW	现浇钢筋混凝土框架	27	彩钢板	铰接	HA1000×350-16×25	HA（1000～1226）×350-16×25	Q345
4	600MW	现浇钢筋混凝土框架	32	现浇钢筋混凝土板	铰接	HA（1800～2312）×550-26×34	HA（2312～2550）×550-26×34	Q345
5	1000MW	现浇钢筋混凝土框架	31	彩钢板	铰接	HA1400×600-20×32	HA1400×600-20×32	Q235

表 8-6　近年电厂汽机房屋面结构实例统计表——网架结构

工程序号	单机容量	主厂房结构类型（混凝土/钢）	屋面跨度（m）	屋面结构	网架矢高（m）	球节点类型	最大杆件截面（mm）	最小杆件截面（mm）	备注
1	300MW	现浇钢筋混凝土框架	26.45	彩钢板	2	螺栓球	ϕ140×4.5	ϕ60×3.5	Q235B
2		现浇钢筋混凝土框架	26.8	彩钢板	2.2	螺栓球	ϕ159×6	ϕ60×3.5	Q235B
3		现浇钢筋混凝土框架	27	现浇钢筋混凝土板	2.7	螺栓球	ϕ180×10	ϕ60×3.5	Q235B
4	600MW	现浇钢筋混凝土框架	29.5	现浇钢筋混凝土板	3	螺栓球	ϕ168×14	ϕ60×3.5	Q235B
5		钢框架结构	27.4	现浇钢筋混凝土板	2.7	螺栓球	ϕ159×12	ϕ60×3.5	Q235B
6	1000MW	钢框架结构	30.4	现浇钢筋混凝土板	3.2	螺栓球	ϕ180×12	ϕ60×3.5	Q235B

第二节　钢桁架结构

一、钢桁架的型式、特点及几何尺寸

鉴于火力发电厂汽机房屋面“下弦高起点、大跨度”的特点，以往在计算机技术尚不普及时，汽机房屋面设计大多参照国标图集进行设计。例如一般的轻型屋面，大多参考《轻型屋面梯形钢屋架》（06SG515，适用跨度 15～30m）和《轻型屋面梯形钢屋架》（05G515，适用跨度 15～36m）等，若是重型屋面且跨度为 18～36m，大多可套用《梯形钢屋架》（05G511）等。上述图集的共同特点是都采用了适用于大跨度结构的梯形屋架，放弃了小跨度结构的三角形屋架（见图 8-3）。

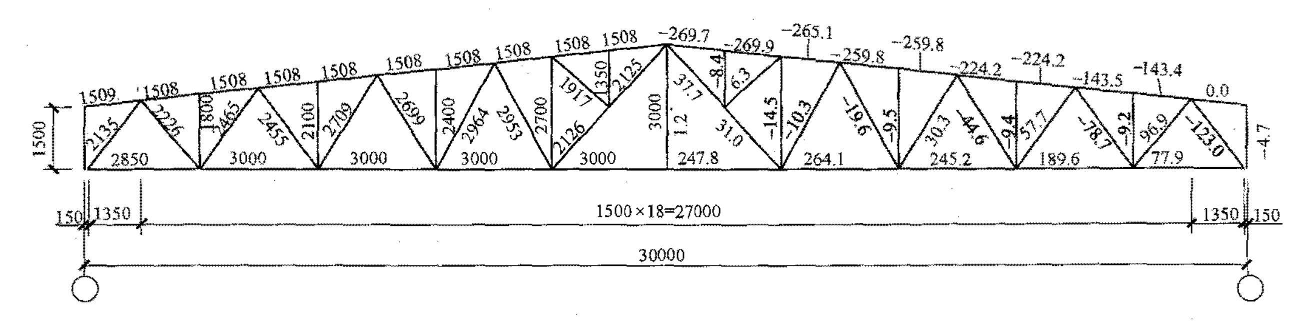


图 8-3 图集 06SG515 中的钢屋架

梯形屋架（见图 8-4）通常多为双坡屋面，用于屋面坡度比较平缓的大型屋面板或现浇钢筋混凝土板屋面，适用跨度为 15～36m，柱距为 6～12m，跨中经济高度为（1/12～1/8）L（L 为汽机房屋面的跨度）。与柱刚接的梯形屋架，端部高度一般取（1/15～1/10）L，通常取 1.5～2.0m；与柱铰接的梯形屋架，端部高度一般取（1/18～1/15）L，此时跨中高度可根据端部高度和上弦坡度来确定。

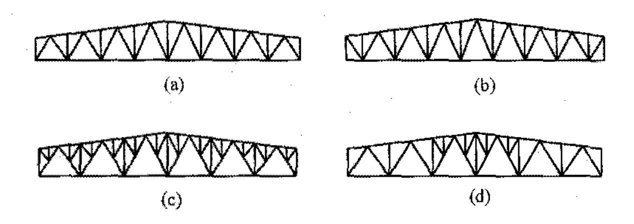


图 8-4 梯形屋架的主要型式

（a）下承式梯形屋架；（b）上承式梯形屋架；（c）全长布置再分腹杆的梯形屋架；（d）跨中布置再分腹杆的梯形屋架

随着建筑设计的多样化，汽机房屋面采用单坡屋面的也越来越多，此时可采用平行弦桁架或倒梯形屋架（见图 8-5）。

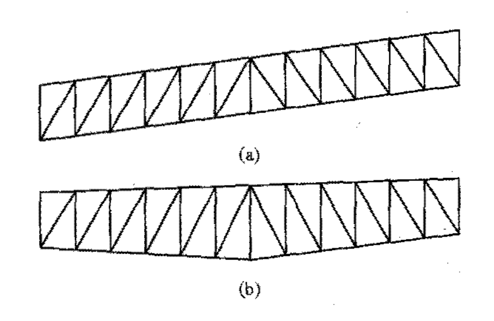


图 8-5 单坡屋面平行弦桁架和倒梯形屋架

（a）平行弦桁梁；（b）倒梯形屋架

近年来，电厂“去工业化”的设计浪潮此起彼伏，在高铁、机场等大规模应用且获好评的三角形组合截面的管桁架也被引入了电厂主厂房屋面结构（见图 8-6）。

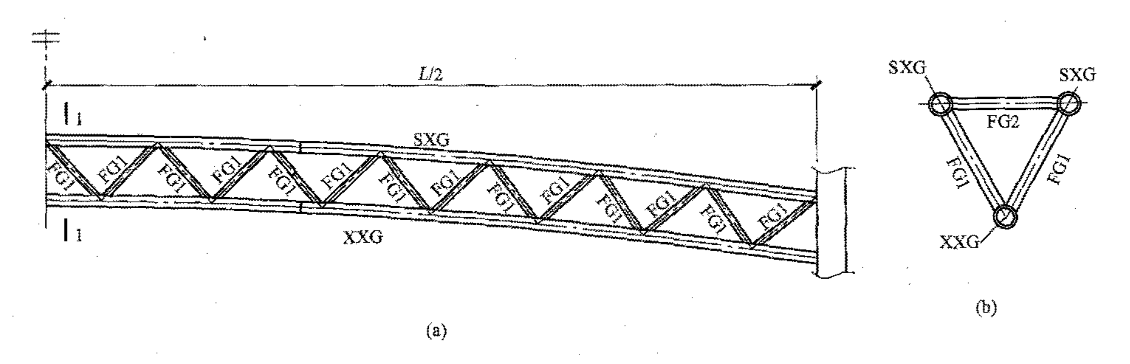


图 8-6 汽机房三角形组合截面管桁架

（a）屋面管桁架正立面图；（b）1-1 剖面图

二、钢桁架的内力计算

与柱铰接的钢桁架内力计算简图示例见图 8-7。

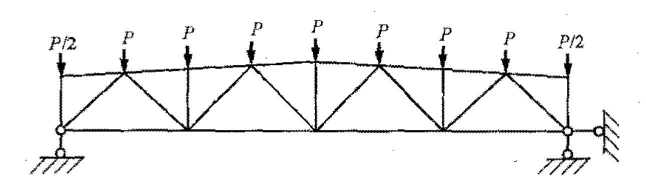


图 8-7 与柱铰接的钢桁架计算简图

1．内力计算假定

钢桁架各节点均是铰接，所有节间荷载均需凝聚在节点上，不考虑次应力的影响；当杆件截面高度与其几何长度（节点间的距离）之比大于 1/10（弦杆）和 1/15（腹杆）时，或当钢管杆件的截面高度（或直径）与其节间长度之比大于 1/12（主管）和 1/24（支管）时，则需考虑节点刚性引起的次弯矩。

上弦杆节间荷载产生的次弯矩可按以下规定近似处理：

（1）端节点按铰接取值为 0，但若有悬挑时，可取最大悬臂端的弯矩。

（2）端节间的正弯矩取 $0.8M_0$。

（3）其他节间的正弯矩和节点负弯矩（包括屋脊节点）均取 $\pm0.6M_0$，其中 M_0 是相应的节间按单跨简支梁计算的最大跨中弯矩。

2. 屋面荷载组合

（1）与柱铰接的屋架，引起屋架杆件最不利内力的可能荷载组合有下列几种：

1）全跨永久荷载+全跨可变荷载（屋面活荷载与雪荷载二者取最大者，若雪荷载起控制，还应考虑雪荷载的不均匀分布）。

2）全跨永久荷载+半跨屋面活荷载（或雪荷载）（此组合可导致某些腹杆内力变号，对内力可能变号的腹杆，均需按压杆 $\lambda \leqslant 150$ 来控制长细比）。

3）采用轻型屋面材料的屋架，若风荷载产生的吸力（荷载分项系数取 1.4）大于屋面永久荷载（荷载分项系数取 1.0），此时屋架的弦杆和腹杆的内力均可能产生变号，因此必须考虑该荷载组合，并复核钢桁架构件，确保其满足规范要求。

（2）与柱刚接的屋架，应先算出屋架铰接时的各杆件内力，再根据框、排架整体计算模型中得到的屋架端弯矩和水平力进行组合，从而计算出屋架杆件的控制内力。

屋架端弯矩和水平力的最不利组合有下列四种（见图 8-8）：

1）使下弦可能受压的组合，即左端为 $-M_{1\max}$ 和 $-H$，右端为 $-M_2$ 和 $-H$，见图 8-8（a）。

2）使上、下弦内力增加的组合，即左端为 $+M_{1\max}$ 和 $+H$，右端为 $+M_2$ 和 $+H$，见图 8-8（b）。

3）使斜腹杆内力最不利的组合，分两种情况，一种是左端为 $-M_{1\max}$，右端为 $+M_2$，见图 8-8（c）；另一种是左端为 $+M_{1\max}$，右端为 $-M_2$，见图 8-8（d）。

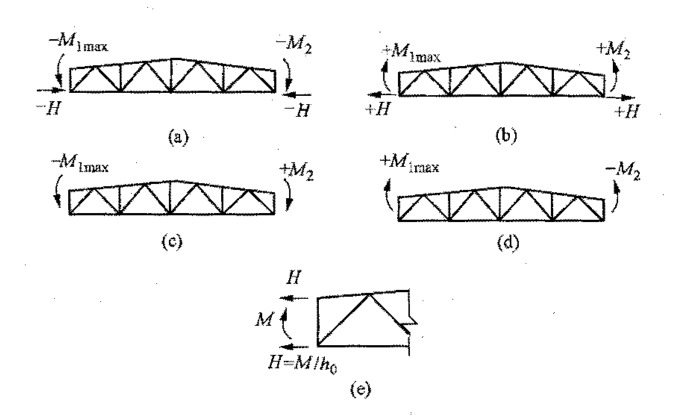


图 8-8 最不利端弯矩和水平力的最不利组合类型

组合时，应确保左端弯矩是最大值，水平力和右端弯矩是伴随产生的。

分析屋架杆件内力时，将弯矩 M 用一组偶力 $H=M/h_0$ 代替，见图 8-8（e），水平力则被认为直接由下弦杆传递。将端弯矩和水平力产生的杆件内力与屋架按铰接计算所得的内力组合后，就得到了刚接屋架各杆件的最不利内力。

三、钢桁架构件截面选择

（一）选用原则

（1）杆件截面尺寸应根据不同的受力情况，按强度、整体/局部稳定、长细比等公式计算确定。具体计算内容见表 8-7。

表 8-7 桁架杆件计算内容汇总

项次	构件名称	计算内容	计算公式	说明
1	轴心受拉构件	强度（摩擦型高强螺栓连接处除外）	$\sigma=\dfrac{N}{A_n}\leqslant f$	N——轴心拉、压力，N； n——在节点或拼接处节点一端的高强螺栓数目； n_1——所计算截面（最外列螺栓处）上的高强螺栓数目； A_n——构件净截面面积，mm²； A——构件毛截面面积，mm²； λ——构件长细比，主要构件（柱、桁架、柱缀条、吊车梁下的柱撑）$\lambda\leqslant150$，其他构件 $\lambda\leqslant200$； φ——轴心受压构件稳定系数；
		摩擦型高强螺栓连接处的强度	$\sigma=(1-0.5\dfrac{n_1}{n})\dfrac{N}{A_n}\leqslant f$；$\sigma=\dfrac{N}{A}\leqslant f$	
2	实腹式轴心受压构件	强度	按项次 1 中的 3 个公式验算	
		整体稳定	$\sigma=\dfrac{N}{\varphi A}\leqslant f$	
		局部稳定 翼缘 工字形、H 型钢	$\dfrac{b}{t}\leqslant(10+0.1\lambda)\sqrt{\dfrac{235}{f_y}}$ λ为构件两方向长细比的较大值，当$\lambda\leqslant30$ 时取λ=30；当$\lambda\geqslant100$ 时取λ=100	
		局部稳定 翼缘 箱形截面	$\dfrac{b}{t}\leqslant15\sqrt{\dfrac{235}{f_y}}$；$\dfrac{b_0}{t}\leqslant40\sqrt{\dfrac{235}{f_y}}$	

续表

<table>
<tr><th>项次</th><th>构件名称</th><th colspan="3">计 算 内 容</th><th>计 算 公 式</th><th>说 明</th></tr>
<tr><td rowspan="4">2</td><td rowspan="4">实腹式轴心受压构件</td><td rowspan="4">局部稳定</td><td rowspan="4">腹板</td><td>工字形、H型钢</td><td>$\frac{h_0}{t_w} \leqslant (25+0.5\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}$</td><td rowspan="4">$b$、$t$——翼缘板外伸宽度、厚度，mm；
h_0、t_w——腹板计算高度、厚度，mm；
f_y——钢材的屈服强度，N/mm^2</td></tr>
<tr><td rowspan="2">T形截面</td><td>热轧T型钢：$\frac{h_0}{t_w} \leqslant (15+0.2\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}$；</td></tr>
<tr><td>焊接T型钢：$\frac{h_0}{t_w} \leqslant (13+0.17\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}$</td></tr>
<tr><td>箱形截面</td><td>$\frac{h_0}{t_w} \leqslant 40\sqrt{\frac{235}{f_y}}$</td></tr>
</table>

（2）应优先选用刚度大、自重轻的薄杆件或薄肢件，但受压构件必须满足局部稳定的要求。对于其他构件，宽厚比、高厚比及长细比的要求也必须满足相关规定。通常板件或肢件的最小厚度不小于6mm；圆管截面的受压杆件，其外径与厚度之比不小于$100\times\frac{235}{f_y}$。

（3）根据以往工程经验，设计人员经常用双角钢来作为屋架弦杆或腹杆，但鉴于双角钢的中间缝隙太小，一旦投入使用，无法进行后续的防腐涂装修补，给长期运行的构件带来安全隐患，可选用具有经济截面的圆钢管或T型钢来代替。

（4）跨度不小于24m与柱铰接的屋架，其弦杆可根据内力变化选用不同的截面规格，变截面位置宜选在节点位置或其附近。

（5）同一榀屋架中，截面的规格不宜过多，一般不超过6～7种。

（6）当连接支撑的螺栓孔在节点板的范围内，且距节点板的边距不小于100mm（见图8-9），计算杆件的强度时，可不考虑截面的削弱。

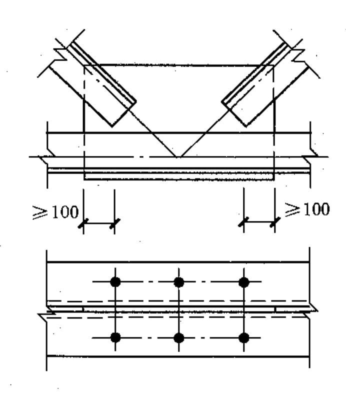


图8-9 节点板范围内的螺栓孔

（二）屋架杆件的计算长度

1. 非钢管屋架杆件

（1）非钢管屋架杆件在平面内、平面外的计算长度l_{0x}、l_{0y}按表8-8采用。

表8-8 非钢管屋架杆件计算长度表

序号	弯曲方向	弦杆	腹杆	
			支座腹杆（竖杆/斜杆）	其他腹杆
1	屋架平面内	l	l	$0.8l$
2	屋架平面外	l_1	l	l
3	斜平面	—	l	$0.9l$

注 1. l为屋架杆件的几何长度（节点中心间的距离），l_1为屋架弦杆侧向支承点间的距离。
2. 斜平面是指与屋架平面斜交的平面，适用于杆件截面的两主轴均不在屋架平面内的单角钢腹杆或十字双拼角钢腹杆。
3. 无节点板的腹杆计算长度在任意平面内均取其节点间的长度（钢管结构除外）。

（2）当屋架弦杆侧向支承点间的距离是平面内节间长度的2倍，且两节间的杆件轴力有差异时，弦杆在平面外的计算长度按式（8-1）计算确定：

$$l_{0y}=l_1(0.75+0.25N_2/N_1) \tag{8-1}$$

2. 钢管屋架杆件

（1）钢管屋架杆件平面内、外的计算长度l_{0x}、l_{0y}按表8-9采用。

表8-9 钢管屋架杆件计算长度表

序号	弯曲方向	弦杆	腹杆
1	屋架平面内	l	l
2	屋架平面外	l_1	l

注 l为屋架杆件的几何长度（节点中心间的距离），l_1为屋架弦杆侧向支承点间的距离。

（2）当钢管屋架弦杆侧向支承点间的距离是平面内节间长度的2倍，且两节间的杆件轴力有差异时，弦杆在平面外的计算长度按式（8-1）计算确定。

（三）屋架杆件的主要截面型式

选择屋架杆件的截面型式时，应尽量选用构造简单、施工方便、易取材、易连接截面，且尽可能增大屋架的侧向刚度。屋架构件大多是轴心受力构件，应尽量使轴心受力构件的平面内和平面外长细比接近。

根据屋架弦杆的截面型式，大致可分为双拼截面屋架、单一截面屋架。双拼截面屋架主要有双拼角钢、双拼槽钢等，而单一截面屋架主要有热轧T型钢桁架、H型钢桁架、钢管屋架等。至于屋架的腹杆，可混用上述各种截面。

1. 角钢桁架

角钢桁架的弦杆截面多采用双角钢拼成的T形截面，腹杆多为双拼T形或十字形截面，受力较小的次要杆件可用单角钢，主要依据以下原则选择：

（1）屋架上弦平面外计算长度不小于平面内计算长度的2倍时，宜采用不等边角钢短肢相连双拼成的T形截面［见图8-10（b）］，若上弦平面内、外计算长度相等或有节间荷载，则宜采用等边角钢双拼成的T形截面［见图8-10（a）］。

（2）屋架下弦可采用等边或不等边角钢双拼的T形截面，当用钢量变化不大时，可优先考虑增大屋架平面外刚度，宜采用不等边角钢短肢相连双拼成的T形截面。

（3）与支座相连的斜腹杆优先采用不等边角钢长肢相连双拼成的T形截面［见图8-10（c）］或等边角钢双拼成的T形截面。当支座受压斜腹杆有再分腹杆时，该腹杆优先选用不等边角钢短肢相连双拼成的T形截面。

（4）与屋架垂直支承相连的竖杆优先选用等边角钢双拼成的十字形截面［见图8-10（d）］，一般竖杆或腹杆，选用等边角钢双拼成的T形截面，对于受力较小的次要杆件，可选用单角钢截面［见图8-10（e）］。

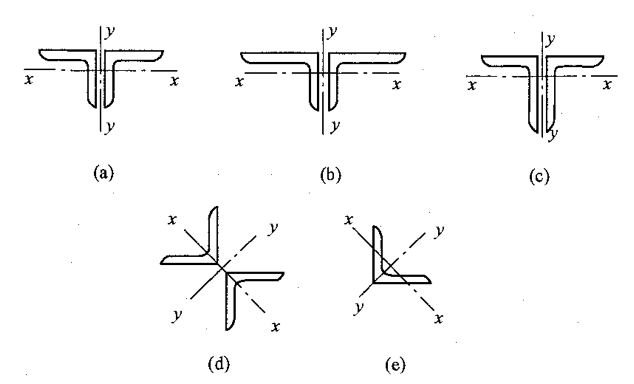


图8-10　屋架杆件的主要截面型式

2. 热轧T型钢桁架

相比双角钢桁架，热轧T型钢［见图8-11（a）］截面有以下优点：省却了双拼节点板，可节约钢材；避免了双拼角钢肢背间无法后续防腐涂装而带来的安全隐患；受力合理。

3. 热轧H型钢桁架

当屋架跨度过大或上弦杆内力过大，导致角钢或T型钢无法满足受力和变形要求时，可采用H型钢截面屋架［见图8-11（b）］。

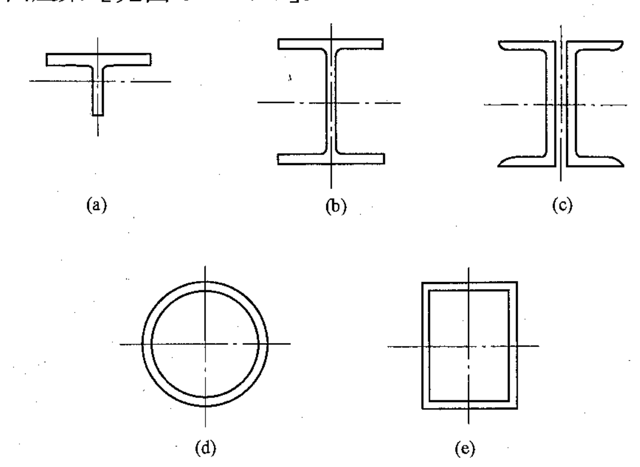


图8-11　屋架杆件的主要截面型式

4. 钢管截面屋架

钢管截面［见图8-11（d）、（e）］具有截面刚度大，各向受力性能好、构造简单、截面封闭不易腐蚀等特点，热加工或冷成型管材不应采用屈服强度超过Q345钢、屈服比$\frac{f_y}{f_u}\geqslant 0.8$的钢材，且钢管壁厚宜小于25mm。

四、角钢桁架连接节点和计算

1. 计算假定和基本构造

（1）屋架节点一般采用节点板连接，上、下弦杆一般尽量保持连续贯通（除分段拼装的需要外），其他各汇交杆件都与节点板相连接，杆件截面重心轴线应汇交于节点中心。T型钢或角钢截面的重心线（工作线）按所选用的角钢规格确定，一般取5mm的倍数。

（2）屋架节点板除支座节点外，其余节点宜采用同一厚度的节点板，支座节点板宜比其他节点板厚2mm。

节点板的厚度可根据三角形屋架上弦杆端节间的最大内力，或梯形屋架支座斜腹杆的最大内力，参照表8-10选用。

（3）节点板的形状应尽可能简单，如矩形、梯形等，以制作简便及切割钢板时能充分套裁利用材料为原则。节点板的平面尺寸一般应根据杆件截面尺寸和腹杆端部焊缝长度画出大样来确定，长度和宽度宜为5mm的倍数，在满足受力要求的焊缝布置的前提下，节点板尺寸应尽量紧凑。

表 8-10　钢桁架节点板厚度选用表　(mm)

项目		端斜杆最大内力（kN）						
节点板钢号	Q235	301～500	501～700	701～950	951～1200	1201～1550	1551～2000	2001～2800
	Q345	351～570	571～780	781～1050	1051～1300	1301～1650	1651～2100	2101～3000
中间节点板厚度		10	12	14	16	18	20	22
支座节点板厚度		12	14	16	18	20	22	25

注　对于支座斜杆为下降式的梯形屋架，应按靠近屋架支座的第二斜腹杆（即最大受压斜腹杆）的内力来确定节点板的厚度。

（4）节点放样设计时，在焊接屋架节点处，腹杆与弦杆、腹杆与腹杆边缘之间的间隙 a 不应小于 20mm（见图 8-12），相邻角焊缝焊趾间净距应不小于 5mm；屋架下弦杆节点板一般可伸出弦杆 10～15mm [见图 8-12（b）]，但屋架上弦节点板应从上弦杆外边缘缩进 5～10mm，且不小于 $t/2+2$mm [t 为节点板厚度，见图 8-12（a）]，以方便直接铺设各种屋面结构。

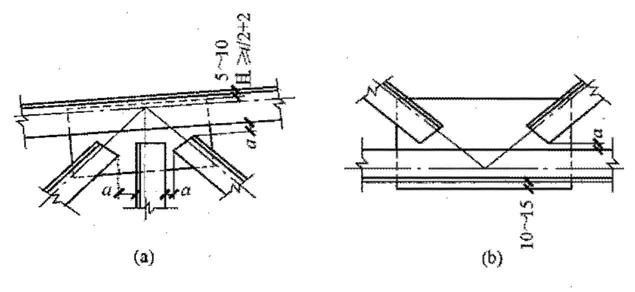


图 8-12　节点板与杆件的连接构造

（5）角钢端部的切断面一般应与其轴线垂直 [见图 8-13（a）]；当杆件较大，为使节点紧凑斜切时，应按图 8-13（b）、（c）的方法切割肢尖，不可采用图 8-13（d）的切割法。

（6）单斜杆与弦杆的连接应确保弦杆上节点左右焊缝对称，不出现连接的偏心弯矩 [见图 8-14（a）]。节点板边缘与杆件轴线的夹角不应小于 15°[见图 8-14（a）]。在单腹杆的连接处，应计算腹杆与弦杆之间节点板的强度 [见图 8-14（a）的 1-1 剖面处]。

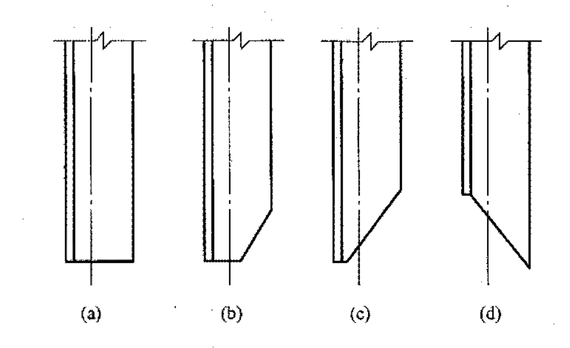


图 8-13　角钢端部的切割

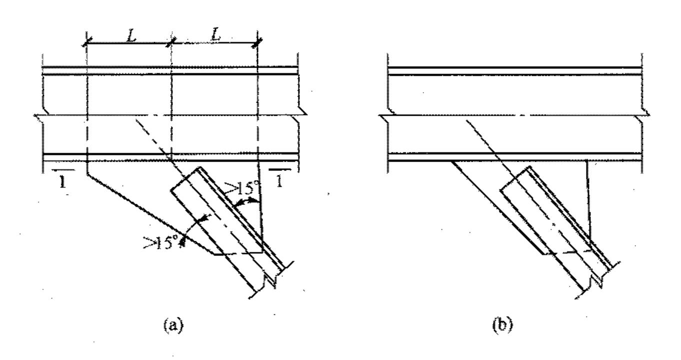


图 8-14　单斜杆的连接节点

（a）正确；（b）不正确

（7）支承大型屋面板的上弦杆，当屋面节点荷载较大而角钢肢厚度较薄，不满足表 8-11 的要求时，应对角钢的水平肢予以加强（见图 8-15）。

表 8-11　不加强的弦杆每侧最大节点荷载

项目		最大节点荷载（kN）									
角钢肢厚度（mm）	Q235	5	6	7	8	10	12	14	16	18	—
	Q345	—	5	6	7	8	10	12	14	16	18
屋面板两板肋支承宽度（mm）	65	6.3	8.4	11.0	14.0	20.5	28.8	39.9	55	68	85
	130	—	10.5	13.6	17.0	24.0	33.3	46.2	61.6	79.6	116.6

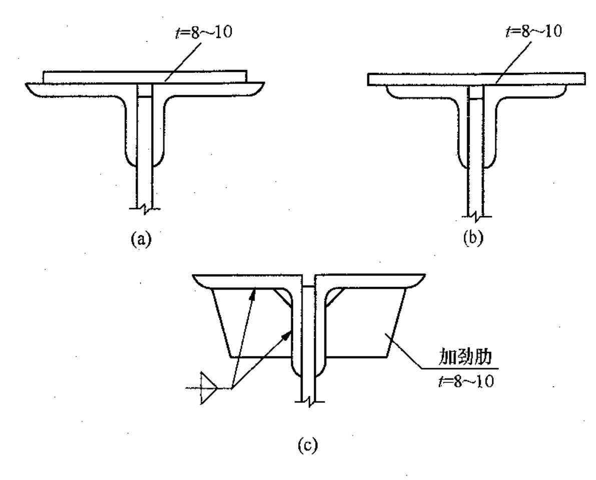


图 8-15　角钢水平肢加强节点

（8）角焊缝的最大、最小焊脚尺寸和长度应符合表 8-12 的规定。

1）厚度为 5mm 的角钢，肢背的最大焊脚尺寸为 6mm，肢尖最大为 5mm。

2）厚度为 4mm 的角钢，肢背的最大焊脚尺寸为 5mm，肢尖最大为 4mm。

2. 节点构造与计算

（1）腹杆与节点板的连接焊缝计算应符合表 8-13 的规定。

（2）无集中荷载作用的下弦中间节点。当弦杆无弯折时（见图 8-16），弦杆与节点板的连接焊缝承受相邻节间内力之差$\Delta N=N_1-N_2$，其焊脚尺寸为：

表 8-12　　角焊缝的构造规定

项次	构造要求	普通钢结构（非圆钢结构）	圆钢结构	薄壁型钢结构
1	角焊缝最小焊脚尺寸 h_f 或最小有效厚度 h_e	$h_f \geqslant 1.5\sqrt{t}$，$t$ 为较厚焊件厚度（mm）；对T形连接的单面角焊缝应增加1mm。当焊件厚度不大于 4mm 时，则最小焊脚尺寸应与焊件厚度相同	圆钢与圆钢、钢板（或型钢）之间角焊缝的最小有效厚度 h_e 不小于 0.2 倍圆钢直径（当焊接的两圆钢直径不同时取平均直径）或 3mm	—
2	角焊缝最大焊脚尺寸 h_f 或最大有效厚度 h_e	焊缝的最大焊脚尺寸 h_f 不大于较薄焊件厚度的 1.2 倍，但焊件边缘的焊缝最大焊脚尺寸尚应： （1）当 $t \leqslant 6$mm 时，$h_f \leqslant 6$mm。 （2）当 $t>6$mm 时，$h_f \leqslant t-(1\sim2)$ mm。 t 为焊件边缘厚度	圆钢与钢板之间角焊缝的最大有效厚度 h_e 不应大于钢板直径的 1.2 倍	角焊缝的最大焊脚尺寸 h_f 不大于较薄焊件厚度 t 的 1.5 倍，直接相贯的钢管节点的角焊缝焊脚尺寸可放大到 $2.0t$
3	侧焊缝或端焊缝最小计算长度 l_w	不得小于 $8h_f$ 和 40mm	不得小于 20mm	不得小于 30mm
4	侧焊缝或端焊缝最大计算长度 l_w	（1）在静荷载作用下不宜大于 $60h_f$；当大于上述数值时，其超出部分在计算中不予考虑。 （2）内力沿侧焊缝全长分布时其计算长度皆有效	—	—
5	间断焊缝的最大间距	在次要构件或次要焊缝连接中，当连续角焊缝的计算厚度小于上述几项规定的最小厚度时，可采用间断焊缝，间断焊缝长度不得小于 $10h_f$ 或 50mm，缝间净距离要求如下： （1）受压构件中不应大于 $15t$。 （2）受拉构件中不应大于 $30t$。 t 为较薄焊件的厚度	—	电阻点焊的焊点中距不宜小于 $15\sqrt{t}$，焊点边距不宜小于 $10\sqrt{t}$，t 为相连板件中外层较薄板件的厚度
6	搭接连接中的最小搭接长度	不得小于焊件较小厚度的 5 倍，并不得小于 25mm	—	—
7	端板仅有侧面角焊缝（间距为 b）	每条 $l_w \geqslant b$； $b \leqslant 16t$，$t>12$mm； $b \leqslant 190$mm，$t \leqslant 12$mm	—	—
8	杆件与节点板的连接焊缝方式	一般为两面侧焊缝或三面围焊；角钢杆件可采用 L 形围焊，围焊转角处必须连续施焊	—	—
9	角焊缝端部在构件转角处	当作长度为 $2h_f$ 的绕角焊时，转角处必须连续施焊	—	—

表 8-13　　角钢与钢板连接的角焊缝计算公式

项次	连接形式	公式	说明
1	两面侧焊	$l_{w1}=\dfrac{k_1N}{2\times0.7h_f f_f^w}$ $l_{w2}=\dfrac{k_2N}{2\times0.7h_f f_f^w}$	假定侧面角焊缝的焊脚尺寸 h_f 已知，求焊缝计算长度 l_w，焊缝计算长度为设计长度减去 $2h_f$
2	三面围焊	$N_3=2\times0.7h_{f3}l_{w3}\beta_f f_f^w$ 但须 $N_3<k_2N$ $N_1=k_1N-N_3/2$ $N_2=k_2N-N_3/2$ $l_{w1}=\dfrac{N_1}{2\times0.7h_{f1}f_f^w}$ $l_{w2}=\dfrac{N_2}{2\times0.7h_{f2}f_f^w}$	假定正面角焊缝的焊脚尺寸 h_{f3} 和长度 l_{w3}、侧面角焊缝的焊脚尺寸 h_{f1} 和 h_{f2} 为已知，求焊缝计算长度 l_{w1}、l_{w2}
3	L形围焊	$N_3=2k_2N$ $l_{w1}=\dfrac{N-N_3}{2\times0.7h_f f_f^w}$ $l_{w3}=\dfrac{N_3}{2\times0.7h_f f_f^w}$	L 形围焊一般只宜用于内力较小的杆件连接，且使 $l_{w1}\geqslant l_{w3}$
4	单角钢的单面连接	$l_{w1}=\dfrac{k_1N}{2\times0.7h_f(0.85f_f^w)}$ $l_{w2}=\dfrac{k_2N}{2\times0.7h_f(0.85f_f^w)}$	单角钢杆件的单面连接只宜用于内力较小的情况，式中的 0.85 为焊缝强度折减系数

注　表中内力分配系数 k_1、k_2 按表 8-14 确定；β_f 为正面角焊缝的强度设计值增大系数，按 GB 50017《钢结构设计规范》选用。

角钢肢背：

$$h_{f1}\geqslant\frac{k_1\Delta N}{2\times0.7l_{w1}f_f^w}\tag{8-2}$$

角钢肢尖：

$$h_{f2}\geqslant\frac{k_2\Delta N}{2\times0.7l_{w1}f_f^w}\tag{8-3}$$

式中　h_{f1}、h_{f2}——角钢肢背、肢尖的焊脚尺寸，mm；

l_{w1}、l_{w2}——角钢肢背、肢尖焊缝计算长度，等于实际长度减去 $2h_f$，mm；

k_1、k_2——角钢肢背、肢尖内力分配系数，见表 8-14；

f_f^w——角焊缝强度设计值，N/mm²。

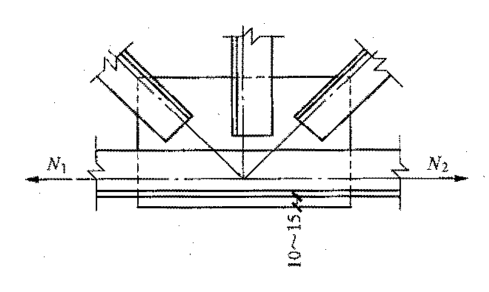


图 8-16　下弦中间节点连接

表 8-14　角钢肢背、肢尖内力分配系数

项次	角钢类别与连接型式	内力分配系数	
		k_1	k_2
1	等边角钢一肢相连	0.7	0.3
2	不等边角钢短肢相连	0.75	0.25
3	不等边角钢长肢相连	0.65	0.35

按计算，通常弦杆与节点板连接焊缝所需的焊脚尺寸很小，一般均由构造确定。

（3）有集中荷载作用的上弦中间节点。现浇钢筋混凝土板或大型屋面板屋架的上弦中间节点，是作用有集中荷载的节点。为布置上弦屋面板或檩条，可采用节点板不外伸、部分外伸和全部外伸三种做法。图

8-17（a）为节点板不伸出的方案，此时节点板缩进上弦角钢肢背，采用槽焊缝焊接，于是节点板与上弦之间就由槽焊缝和角焊缝传力。节点板的缩进深度不宜小于 $t_1/2+2\text{mm}$，也不宜大于 t_1，t_1 为节点板的厚度。

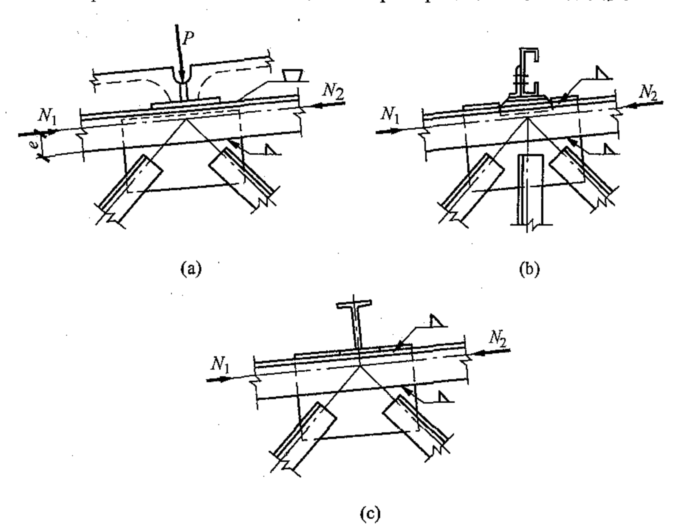


图 8-17　上弦中间节点连接

一般的工程设计中，假定角钢肢背的槽焊缝只承受屋面的集中荷载，其强度可按下式计算：

$$\sigma_f=\frac{P}{2\times0.7l_w h_{f1}}\leqslant f_f^w \tag{8-4}$$

式中　P ——节点集中荷载（可取垂直于屋面的分力），N；

l_w——角钢肢背槽焊缝的计算长度，mm；

h_{f1}——角钢肢背槽焊缝的焊脚尺寸，槽焊缝可视为两条 $h_{f1}=0.5t_1$ 的角焊缝，mm。

上弦杆相邻节点间的内力之差ΔN 由角钢肢尖焊缝承受，计算时应考虑偏心引起的弯矩 $M=\Delta Ne$（e 为角钢肢尖至弦杆轴线的距离）。此时肢尖角焊缝的强度可按下列公式计算：

$$\sigma_f=\frac{6M}{2\times0.7l_w^2 h_{f2}} \tag{8-5}$$

$$\tau_f=\frac{\Delta N}{2\times0.7l_w h_{f2}} \tag{8-6}$$

$$\sqrt{(\sigma_f/\beta_f)^2+\tau_f^2}\leqslant f_f^w \tag{8-7}$$

式中　l_w——角钢肢尖角焊缝的计算长度，mm；

h_{f2}——角钢肢尖角焊缝的焊脚尺寸，mm；

β_f——正面角焊缝的强度设计值增大系数，承受静力荷载和间接承受动力荷载的屋架为 1.22，直接承受动力荷载的屋架为 1.0。

当节点板部分伸出或全部伸出时，弦杆与节点板的连接焊缝可按下列公式计算：

肢背焊缝：

$$\sqrt{\frac{(k_1\times\Delta N)^2+(0.5P)^2}{2\times0.7l_{w1}h_{f1}}}\leqslant f_f^w \tag{8-8}$$

肢尖焊缝：

$$\sqrt{\frac{(k_2\times\Delta N)^2+(0.5P)^2}{2\times0.7l_{w2}h_{f2}}}\leqslant f_f^w \tag{8-9}$$

式中　h_{f1}、l_{w1}——伸出肢背处的角焊缝焊脚尺寸和计算长度；

h_{f2}、l_{w2}——肢尖角焊缝的焊脚尺寸和计算长度。

（4）上、下弦杆的拼接节点。由于屋架跨度大，无论是型钢材料受本身长度限制或制作成品受运输工具及交通法规的限制，弦杆都经常需要拼接。拼接可分为工厂拼接（拼接点通常在节点范围以外）和工地拼接（拼接点通常在节点范围内）。

1）工厂拼接节点。双角钢杆件采用拼接角钢拼接［见图 8-18（a）］，拼接角钢宜采用与弦杆相同的规格（弦杆截面改变时，与较小截面的弦杆相同即可），并切去竖肢及角背直角边棱。切肢长度宜为 $\Delta=t+h_f+5\text{mm}$，以便施焊，其中 t 为拼接角钢肢厚，h_f 为角焊缝焊脚尺寸，5mm 为余量以避开肢尖圆角；切边棱是为使其与弦杆密贴，切去部分由填板补偿。

单角钢杆件宜采用拼接钢板拼接［见图 8-18（b）］，拼接钢板的截面面积不得小于角钢的截面面积。

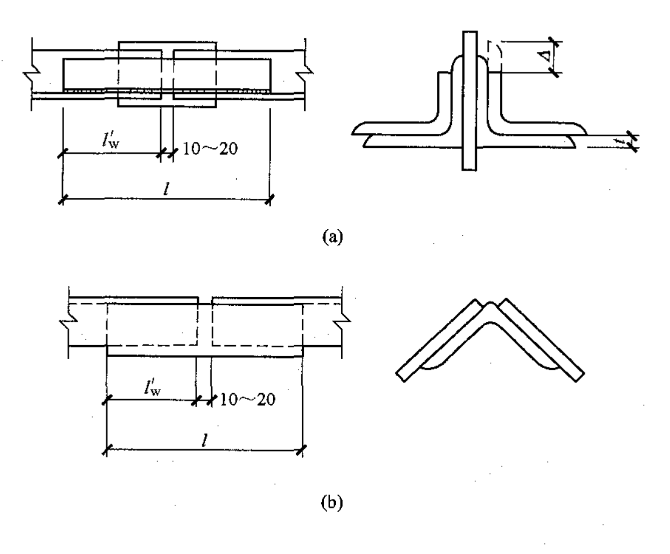


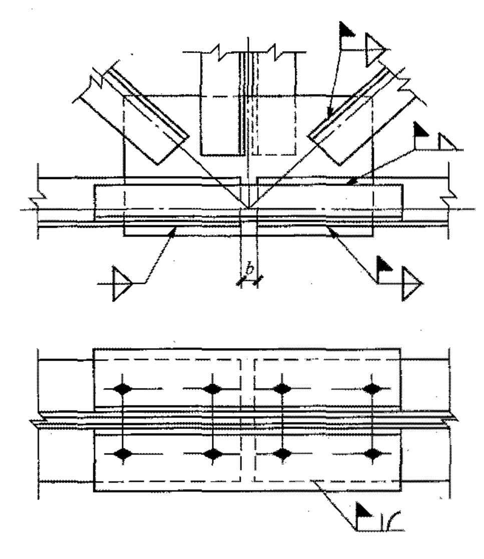
图 8-18　角钢弦杆的工厂拼接

拼接角钢或钢板的长度应根据所需焊缝的长度确定。接头一侧连接焊缝的实际长度 l_w' 为：

$$l_w'=\frac{N}{4\times0.7f_f^w h_f}+2h_f \tag{8-10}$$

式中　N——杆件的轴心力，当采用等强拼接时，$N=Af$（A 为杆件的截面积，mm^2），N。

拼接角钢长度 $l=2l_w'+b$，b 为拼接预留间隙（见图 8-19），上、下弦杆一般均取 10～20mm。



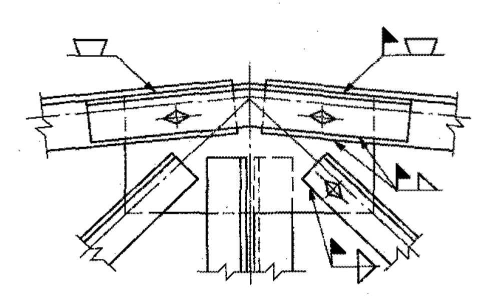


图 8-19 下弦节点的工地拼接

2）工地拼接节点。屋架的工地拼接节点通常不利用节点板作为拼接材料，而以拼接角钢传递弦杆内力。

弦杆与拼接角钢的焊缝按式（8-2）、式（8-3）计算，公式中 N 取节点两侧弦杆内力的较大值，所需拼接角钢的长度同上，即 $l=2l'_w+b$。

图 8-20 所示为上弦在屋架屋脊的工地拼接节点。

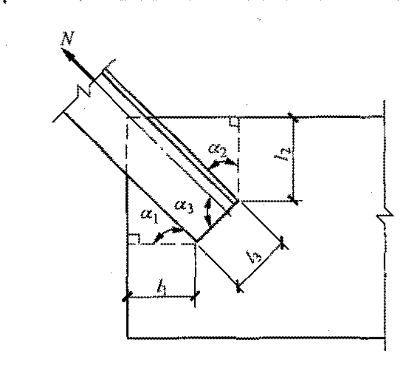


图 8-20 上弦屋脊节点的工地拼接

对于屋脊节点，当竖直切割时，拼接间隙 b 预留 10～20mm。当截面垂直于上弦切割时所需间隙稍大，常取 b=50mm 左右。

弦杆与节点板的连接焊缝按式（8-2）、式（8-3）计算，但公式中的ΔN 应该取相邻节间内力之差和弦杆最大内力的 15%中的较大者。当节点处有集中荷载时，则用上述的ΔN 值和集中荷载的 P 值，引用式（8-8）、式（8-9）进行验算。

屋脊节点的拼接角钢一般采用热弯形成；当屋面较陡需要弯折较大且角钢肢较宽不易弯折时，可将竖肢开口（钻孔、焰割）弯折后对焊（见图 8-20）。

（5）节点板的设计计算。

1）屋架连接节点处板件在拉、剪作用下的强度应按下式计算：

$$\frac{N}{\Sigma(\eta_i A_i)}\leqslant f \tag{8-11}$$

$$\eta_i=\frac{1}{\sqrt{1+2\cos^2\alpha_i}} \tag{8-12}$$

$$A_i=tl_i$$

式中 N——作用于板件的拉力，单位 N；

A_i——第 i 段破坏面的截面积，mm^2；

t——板件厚度，mm；

l_i——第 i 段破坏段的长度，应取板件中最危险破坏线的长度（见图 8-21），mm；

η_i——第 i 段的抗剪折算系数；

α_i——第 i 段破坏线与拉力轴线的夹角，(°)。

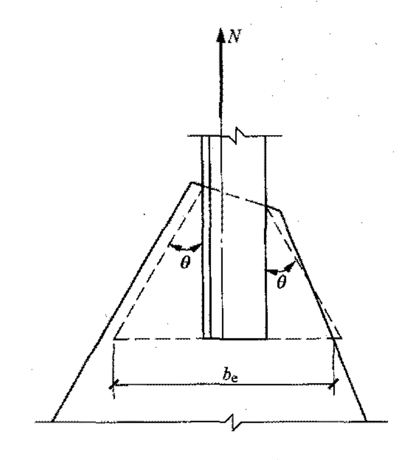


图 8-21 节点板件的拉、剪撕裂

2）节点板的强度除可按式（8-11）计算外，还可用有效宽度法按下式计算：

$$\frac{N}{b_e t}\leqslant f \tag{8-13}$$

式中 N——杆件的内力，N；

b_e——板件的有效宽度，mm，见图 8-22。

图 8-22 节点板件的有效宽度

θ—应力扩散角，一般可取 30°

3）节点板在斜腹杆压力作用下的稳定可用下列方法进行计算。

a. 对有竖腹杆相连的节点板，当 $c/t\leqslant 15\sqrt{235/f_y}$（$c$ 为受压腹杆连接肢端面中点沿腹杆轴线方向至弦杆的净距离，见图 8-23）时，可不计算稳定，否则应进行稳定计算。在任何情况下，c/t 不得大于 $22\sqrt{235/f_y}$。

b. 无竖腹杆相连的节点板，当 $c/t \leqslant 10\sqrt{235/f_y}$ 时，节点板的稳定承载力可取为 $0.8b_e tf$。当 $c/t > 10\sqrt{235/f_y}$ 时，应进行稳定计算。在任何情况下，c/t 不得大于 $17.5\sqrt{235/f_y}$。

c. 节点板在斜腹杆压力作用下稳定计算的基本假定为：

（a）图 8-23 中，BA、CD 为节点板失稳时的屈折线，其中 BA 平行于弦杆，CD 垂直于 BA。

（b）在斜腹杆轴向压力 N 的作用下，BA 区（$FBCHA$ 板件）、AC 区（$AIJC$ 板件）和 CD 区（$CKMP$ 板件）同时受压，当其中某一区先失稳后，其他区将会相继失稳，为此要分别计算各区的稳定性。

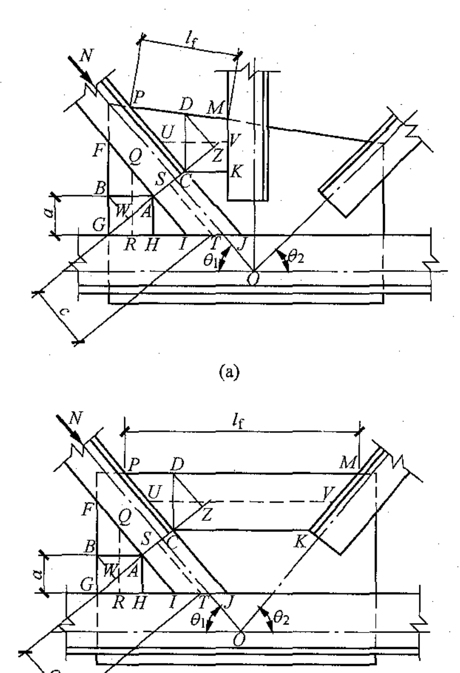


图 8-23　节点板稳定计算简图

（a）有竖杆；（b）无竖杆

（c）各区的稳定性分别按以下公式计算：

$$BA\text{区：}\quad \frac{b_1}{b_1+b_2+b_3}N\sin\theta_1 \leqslant l_1 t\varphi_1 f \qquad (8\text{-}14)$$

$$AC\text{区：}\quad \frac{b_2}{b_1+b_2+b_3}N \leqslant l_2 t\varphi_2 f \qquad (8\text{-}15)$$

$$CD\text{区：}\quad \frac{b_3}{b_1+b_2+b_3}N\cos\theta_1 \leqslant l_3 t\varphi_3 f \qquad (8\text{-}16)$$

式中　N——受压斜腹杆的轴向力，N；

t——节点板厚度，mm；

l_1、l_2、l_3——屈折线 BA、AC 和 CD 的长度，mm；

φ_1、φ_2、φ_3——各受压区板件的轴心受压稳定系数，可按 6 类截面查取，其相应的长细比分别为 $\lambda_1=2.77\dfrac{QR}{t}$，$\lambda_2=2.77\dfrac{ST}{t}$，$\lambda_3=2.77\dfrac{UV}{t}$，$QR$、$ST$、$UV$ 为 BA、AC 和 CD 三区受压板件的中线长度，其中 $ST=c$，mm；

b_1（WA）、b_2（AC）、b_3（CZ）——各屈折线段在有效宽度线上的投影长度，mm。

对 $l_f/t \geqslant 60\sqrt{235/f_y}$ 且沿自由边无加劲的无竖斜腹杆节点板（l_f 为节点板自由边的长度），亦可用上述方法进行计算，但只需验算 BA 区和 AC 区，可不必验算 CD 区。

4）当用上述方法计算节点板时，尚应满足下列要求：

a. 节点板边缘与腹杆轴线之间的夹角应不小于 15°。

b. 斜腹杆与弦杆的夹角应为 30°～60°。

c. 节点板的自由边长度 l_f 与厚度 t 之比不应大于 $60\sqrt{235/f_y}$，否则应沿自由边设加劲肋予以加强。

（6）屋架铰接支座节点。支承于混凝土柱或砌体柱的屋架，其支座节点通常设计为铰接。图 8-24 所示为铰接支承的梯形屋架和三角形屋架的支座节点。

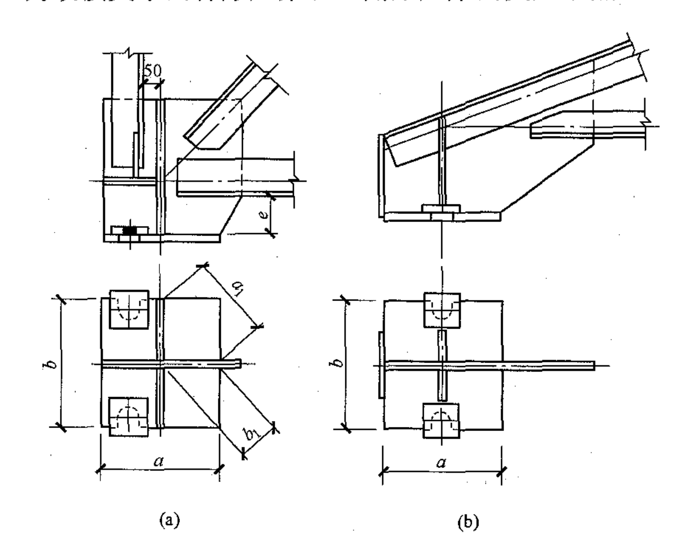


图 8-24　梯形和三角形屋架铰接支座节点

屋架铰接支座节点处各杆件汇交于一点，屋架杆件合力（竖向）作用点位于底板中心，合力通过矩形底板以分布力的型式传给下部结构。为保证底板的刚度、力的传递以及节点板平面外刚度的需要，支座节点处应对称设置加劲板，加劲板的厚度取等于或略小于节点板的厚度，加劲板厚度的中线应与各杆件合力线重合。

为便于施焊，下弦角钢背与底板间的距离 e 一般应不小于下弦伸出肢的宽度，且不小于 130mm；梯形屋架端竖杆角钢肢朝外时，角钢边缘与加劲板中线距

离不宜小于 50mm。

底板通过钢筋混凝土柱顶预埋的锚栓固定，锚栓设在底板靠柱轴线的外侧区格。为便于屋架安装就位及固定牢靠，底板上应有较大的锚栓孔，就位后再将套进锚栓的垫板焊于底板上。屋架安装锚栓直径 d 一般取 24～36mm，底板上的锚栓孔常用 U 形孔，孔径为（2～2.5）d，垫板上的孔径取 d+（1～2）mm。底板边长应取 10mm 的整倍数，锚栓与节点板、加劲板中线之间的最小距离应便于锚栓操作定位。

支座节点的计算包括底板面积及厚度、节点板与加劲板的竖焊缝以及节点板、加劲板与底板的水平焊缝三个部分。

1）底板面积及厚度。

底板面积按下式计算：

$$A \geqslant \frac{R}{\beta_l f_c} + A_0 \tag{8-17}$$

式中 R——支座反力，N；

β_l——混凝土局部承压提高系数，见 GB 50010；

f_c——支座混凝土轴心抗压强度设计值，N/mm²；

A_0——锚栓孔的面积，mm²。

通常按计算确定的底板面积较小，底板的平面尺寸主要根据构造要求确定，参见表 8-15。

表 8-15　钢桁架支座底板和锚栓直径选用表　(mm)

支座反力（kN）		1200	1500	1800	2100	2400	2700	3000
底板尺寸（≥C30）		400×（350～400）	400×（350～400）	450×（400～450）	450×（400～450）	500×（450～500）	500×（450～500）	550×（500～550）
底板厚度	Q235	25	28	30	32	34	36	38
	Q345	20	22	25	26	28	30	32
焊脚尺寸		12（E43）	14（E43）	14（E50）	14（E50）	16（E50）	16（E50）	16（E50）
锚栓直径 d		24	24	27	27	27	27	30
底板锚栓孔径		60	60	67.5	67.5	67.5	67.5	75

底板的厚度按均布荷载下板的抗弯强度计算。支座底板被节点板与加劲板分隔为两相邻边支承的四块板，其单位宽度的最大弯矩为：

$$M = \beta q a_1^2 \tag{8-18}$$

式中 β——板的反力系数，根据 b_1/a_1 值按表 8-16 查出；

q——底板下反力的平均值，$q=R/(A-A_0)$，kN/m²。

表 8-16　三边支承板及两相邻边支承板的 β 值

b_1/a_1	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4
β	0.027	0.044	0.060	0.075	0.087	0.097	0.106	0.112	0.121	0.126

注　a_1 为对角线长度，b_1 为底板中点至对角线的距离［见图 8-24（a）］；对于三边支承板 a_1 为自由边长，b_1 为与自由边垂直的支承边长。

支座底板的厚度：

$$t \geqslant \sqrt{\frac{6M}{f}} \tag{8-19}$$

式中 M——支座底板的最大弯矩，N·m；

f——支座混凝土轴心抗压强度设计值，N/mm²。

为使混凝土均匀受压，底板不宜太薄，一般取 t≥25mm。

2）加劲肋的厚度可取等于或略小于节点板的厚度。通常假定一个加劲肋传递支座总反力 R 的 1/4，加劲肋与节点板的连接焊缝按下式计算：

$$\sqrt{\left(\frac{V}{2\times0.7l_w h_f}\right)^2 + \left(\frac{6M}{2\times0.7\beta_f l_w^2 h_f}\right)^2} \leqslant f_f^w \tag{8-20}$$

式中 V——焊缝所受的剪力，$V=R/4$，N；

M——偏心弯矩，$M=Vb/4=Rb/16$，N·mm（b 为支座底板宽度）。

3）屋架支座节点板和垂直加劲肋与支座底板连接的水平连接焊缝，一般采用角焊缝，焊缝强度按下式计算：

$$\sigma_f = \frac{R}{0.7h_f \sum l_w} \leqslant \beta_f f_f^w \tag{8-21}$$

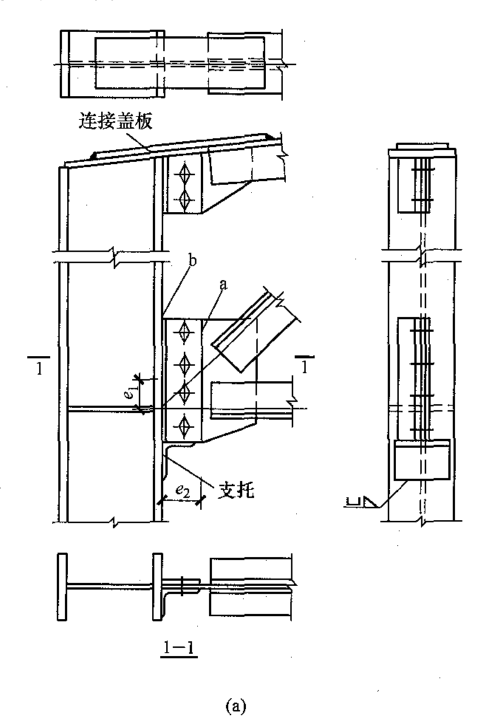
式中 $\sum l_w$——节点板、加劲肋与支座底板连接焊缝计算长度之和，mm；

β_f——正面角焊缝的强度增大系数，承受静力荷载和间接承受动力荷载时为 1.22，直接承受动力荷载时为 1.0。

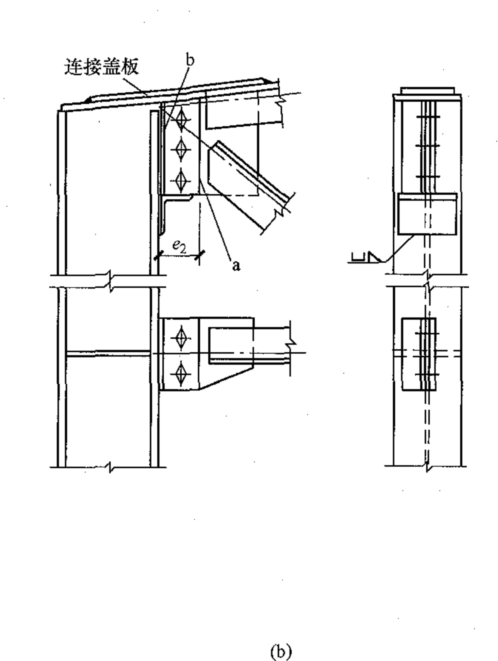
（7）屋架刚接支座节点。在全钢结构的厂房中，屋架与柱的连接有时设计成刚性连接。此时支座节点不仅承受屋架的竖向支座反力，还要承受屋架作为框架横梁的支座弯矩和水平力，见图 8-25。

为使支座节点板不致过大，屋架弦杆和斜腹杆的轴线一般汇交于柱的内边缘。

1）图 8-25 为采用安装焊缝加支托的刚接支座节点，其中图 8-25（a）的支座斜腹杆为上升式，图 8-25（b）的支座斜腹杆为下降式。安装时屋架端节点板与焊在柱翼缘上的竖直角钢相靠，在节点板另一侧加竖直肋板，屋架就位后再焊三条竖焊缝，竖直角钢下的短角钢为安装支托。上弦节点一般另加盖板连接。



(a)



(b)

图 8-25　屋架刚接支座节点

在图 8-25（a）的连接中，下弦节点的竖直焊缝 a 和 b 应按下式计算：

$$\sqrt{\left(\frac{R}{2\times0.7l_{\mathrm{w}}h_{\mathrm{f}}}\right)^2+\left(\frac{H}{2\times0.7l_{\mathrm{w}}\beta_{\mathrm{f}}h_{\mathrm{f}}}+\frac{6M}{2\times0.7\beta_{\mathrm{f}}l_{\mathrm{w}}^2h_{\mathrm{f}}}\right)^2}\leqslant0.9f_{\mathrm{f}}^{\mathrm{w}} \tag{8-22}$$

对焊缝 a　$M=Re_2\pm He_1$　（8-23）

对焊缝 b　$M=He_1$　（8-24）

式中　R——屋架支座的竖向反力，N；

H——下弦节点处的最大水平力，N[式（8-23）中，当 H 为拉力时取正号，压力时取负号；式（8-24）中，H 为拉、压力的绝对最大值]；

e_1——水平力 H 作用线（屋架下弦杆轴线）至焊缝 a 中心线的距离，mm；

e_2——柱边缘至焊缝 a 的距离，mm；

0.9——考虑高空施焊的折减系数。

在图 8-25（a）中的上弦节点处，连接盖板的截面尺寸及其与柱顶板和屋架上弦杆的连接角焊缝，通常可近似按承受上弦节点处最大水平力（不考虑偏心）计算。连接盖板的厚度一般为 8～14mm，连接角焊缝的焊脚尺寸为 6～10mm。

在图 8-25（b）的连接中，上弦节点连接盖板的截面尺寸及其与柱顶板和屋架上弦杆的连接角焊缝，

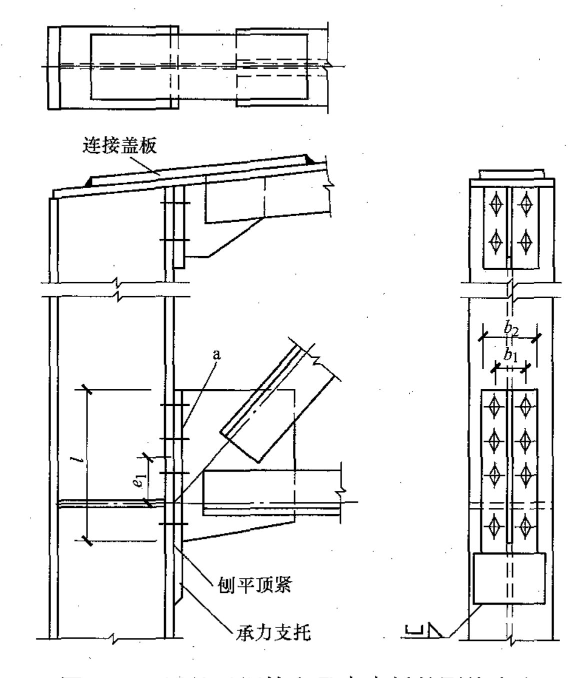


图 8-26　用普通螺栓和承力支托的刚接支座

可近似按承受上弦节点最大水平力计算；竖直焊缝 a

承受支座竖向反力 R 和弯矩 $M=Re_2$，可按式（8-22）计算；竖直焊缝 b 只承受竖向反力 R。下弦支承节点的竖直焊缝按承受屋架下弦端节间的最大轴向力确定。

2）图 8-26 为采用普通 c 级螺栓加上承力支托的刚接支座节点。在屋架下弦支承节点处，与柱相连所用的普通螺栓基本都是成对配置，且不宜小于 6M24，此时最边一行受力最大的一个螺栓所受的拉力按下式计算：

$$N_{\max}=\frac{H}{n}+\frac{He_1y_1}{2\sum y_i^2}\leqslant N_t^b \tag{8-25}$$

式中　H——螺栓承受的水平拉力，N；

n——螺栓总数；

e_1——H 作用线（屋架下弦杆轴线）至螺栓群形心的距离，mm；

y_1——中和轴（假定在螺栓群形心处）至最下排螺栓的距离，mm；

$\sum y_i^2$——中和轴至各排螺栓距离的平方和；

N_t^b——螺栓的受拉承载力设计值，N。

下弦节点处与柱相连的支承连接板（竖直端板）的厚度 t 应同时符合下列公式的要求且不小于 20mm：

$$t\geqslant\frac{1}{2}\sqrt{\frac{3N_{\max}b_1}{lf}} \tag{8-26}$$

$$t\geqslant\frac{R}{b_2f_{ce}} \tag{8-27}$$

式中　$N_{\max}$——一个螺栓所承受的最大拉力，N；

b_1——两列螺栓的间距，mm；

l——支承连接板与支座节点板的连接长度，mm；

f——钢材的抗拉强度设计值，N/mm²；

b_2——支承连接板的宽度，可按配置连接螺栓的构造要求确定，通常取 200mm；

f_{ce}——钢材的端面承压设计值，N/mm²。

支承连接板与支座节点板的连接焊缝 a 承受竖向反力 R、最大水平力 H（拉力或压力）以及偏心弯矩 $M=He_1$（e_1 为水平力 H 作用线至焊缝 a 中心线的距离），应按式（8-22）计算。

焊于柱上的承力支托一般采用厚度为 30～40mm 钢板制成，其宽度取屋架支承连接板宽度加 50～60mm，高度不小于 140mm。当支座竖向反力较小时（R＜400kN），可采用不小于∟140×14 或∟140×90×14 的角钢并切去部分水平肢制成。支托与柱的连接通常采用三面围焊，焊脚尺寸 h_f 一般不应小于 8mm，可按下式计算：

$$\tau=\frac{1.3R}{0.7h_f\sum l_w}\leqslant f_f^w \tag{8-28}$$

3）图 8-27 所示为利用柱顶设置切口台阶形成上承式屋架的刚性连接，该支承型式适用于柱截面高度较大的工程。

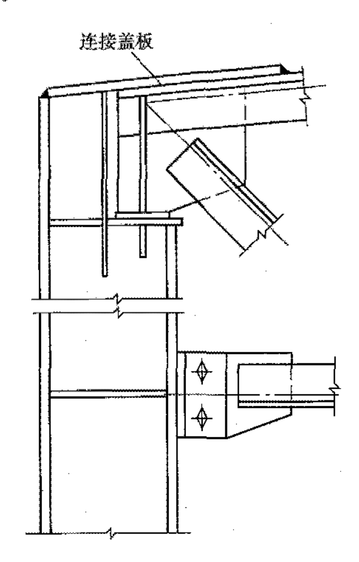


图 8-27　上承式屋架刚接节点

五、钢管屋架连接节点和计算

1. 基本要求

（1）钢管屋架的节点通常不用节点板，而直接将杆件汇交焊接（见图 8-28），构造简单，制作方便。支管端部宜用自动切割机切割，支管壁厚小于 6mm 时可不切坡口。钢管屋架杆件端部应进行焊接封闭，以防管内锈蚀。

（2）各杆件截面重心轴线应汇交于节点中心，尽可能避免偏心。若支管与主管连接节点偏心不超过式（8-29）限制时，在计算节点和受拉主管承载力时，可忽略因偏心引起的弯矩影响。但受压主管必须考虑此偏心弯矩 $M=\Delta Ne$（ΔN 为主管两侧轴力之差）。

$$-0.55\leqslant\frac{e}{h}\text{或}\frac{e}{d}\leqslant0.25 \tag{8-29}$$

式中　e——偏心距，mm，见图 8-29；

d——圆主管的外径，mm；

h——屋架平面内矩形主管的高度，mm。

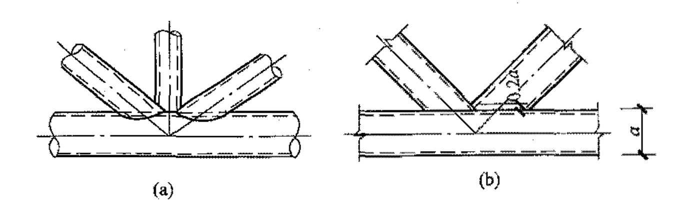


图 8-28　钢管屋架节点

（3）主管的外部尺寸不应小于支管的外部尺寸，

主管的壁厚不应小于支管的壁厚，在支管与主管连接处不得将支管插入主管内。支管与主管或两支管轴线之间的夹角不宜小于30°。

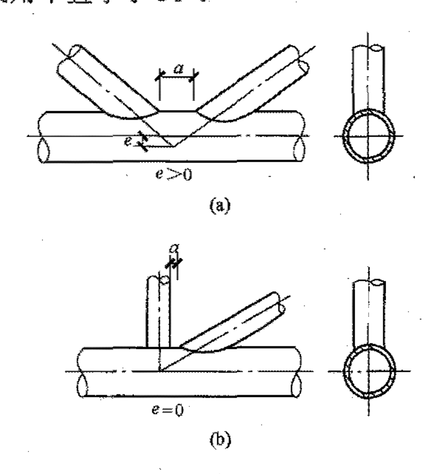


图 8-29　K 型和 N 型节点的偏心和间隙

（4）对有间隙的 K 型或 N 型节点（图 8-29），支管间隙 a 应不小于两支管壁厚之和。

（5）支管与主管的连接焊缝应沿全周连续焊接并平滑过渡，可全部用角焊缝或部分采用对接焊缝、部分采用角焊缝。支管管壁与主管管壁之间的夹角不小于120°时的区域宜用对接焊缝或带坡口的角焊缝。角焊缝的焊脚尺寸 h_f 不宜大于支管壁厚的 2 倍。

（6）钢管构件在承受较大横向荷载的部位应采取适当的加强措施，防止产生过大的局部变形。构件的主要受力部位应避免开孔，如必须开孔时，应采取适当的补强措施。

（7）若钢管屋架上弦节点荷载较大，须设垫板加强（见图 8-30）。加强垫板应保证钢管屋架上弦的局部刚度及屋面材料有足够的支承长度、厚度不宜小于8mm。圆钢管屋架上弦的加强垫板通过加劲肋与圆钢管相连（见图 8-30）。

2. 连接节点的一般规定

（1）腹杆与弦杆的直接顶接和插接。圆钢管屋架腹杆与弦杆的连接一般采用直接顶接，杆端经数控机床按相贯线切割成弧形剖口，确保腹杆与弦杆在相贯面紧密贴合，接触面的空隙不宜大于 2mm，以确保焊接质量。

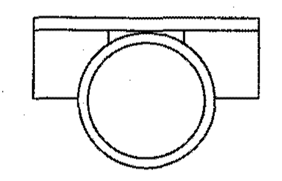


图 8-30　屋架上弦的加强

圆钢管屋架弦杆与腹杆直接顶接的节点构造见图 8-31（a）、（b）。一般应使较大腹杆与弦杆直接顶接，较小腹杆除与弦杆连接外，尚可能与其他腹杆相连，其端都应加工成相贯面以确保弦杆与较大腹杆紧密结合。图 8-31（a）中上弦杆上表面的平板是为放置擦条或屋面板而设置，平板通过加劲肋与圆钢管相连。

圆钢管屋架可采用插接，即采用节点板连接［见图 8-31（c）］，连接需要剖开钢管，使节点板插入。图 8-31（d）为将钢管敲扁直接连接的型式，该节点刚度较小，仅适用于中小跨度的屋架。

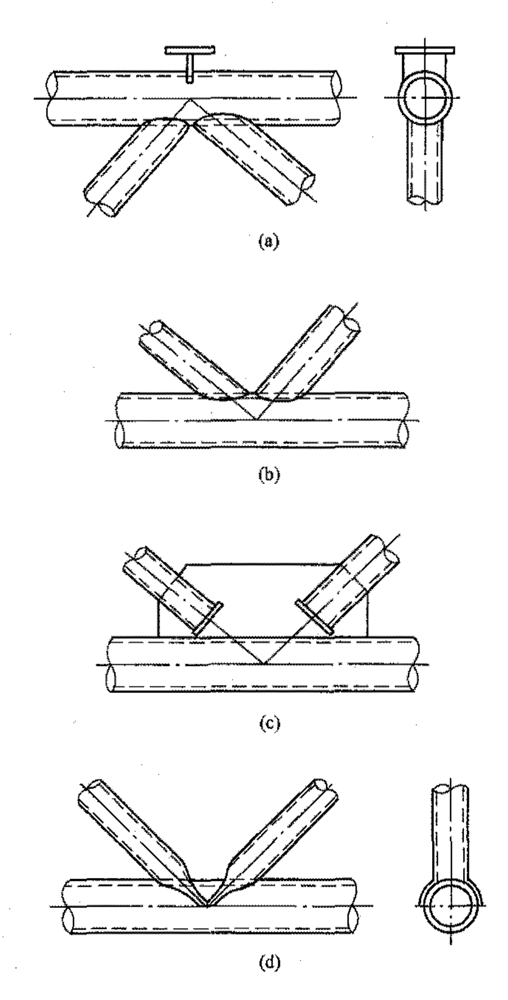


图 8-31　圆钢管屋架中间节点

（2）钢管屋架的屋脊节点。屋脊节点可采用顶接或螺栓连接（见图 8-32）。图 8-32（a）适用于跨度较小、整榀制作的屋架，该节点构造简单，施工方便。

当屋架跨度较大时，宜在屋脊处分段制作，工地拼装，如图 8-32（b）所示。顶接板有大、小两块，尺寸按构造确定，大板的长、宽通常比小板大 20～30mm，以便施焊。若屋架设有中央竖杆，则应加长顶结板以连接中央竖杆，顶结板的最小厚度不宜小于10mm。

（3）钢管屋架的支座节点。钢管屋架常用的支座节点有顶接式和插接式两种。

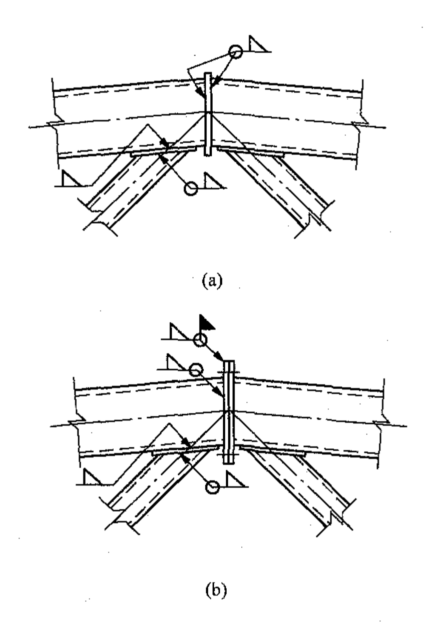


图 8-32 钢管屋架屋脊节点

图 8-33 为顶接式支座节点的两种型式。图 8-33（a）中屋架支座底板可直接搁置于柱顶，适用于跨度较小、下弦杆不加高的情况，构造简单，受力明确，节省材料。图 8-33（b）为加高的下弦与柱顶的连接，该支座节点适应性较强，但耗钢量较多；图中加劲肋和垫板的厚度均不得小于 8mm。

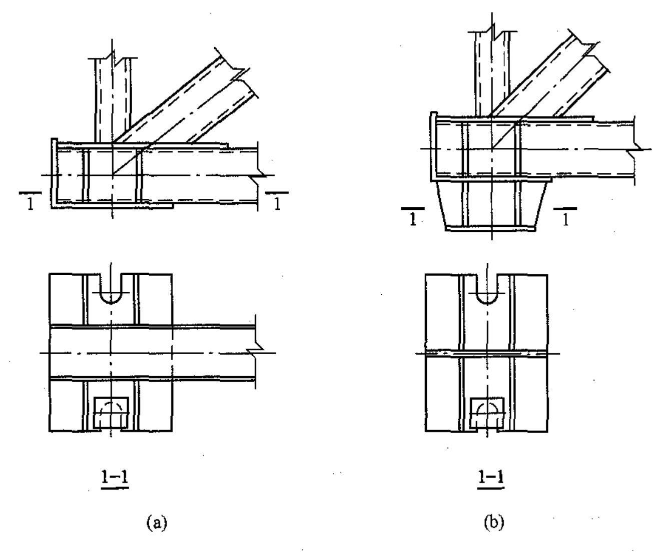


图 8-33 屋架顶接式支座节点

图 8-34 为开口插接式支座节点，其中杆件的连接强度取决于节点板与弦杆间的连接焊缝。

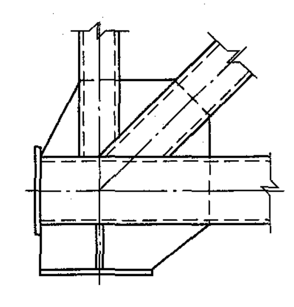


图 8-34 屋架插接式支座节点

两种屋架支座底板上锚固螺栓及垫板设置与角钢桁架相同。

（4）屋架节点的拼接。当材料长度不足或弦杆截面有变，或屋架分单元运输时，弦杆需拼接。拼接点宜设在内力较小的节间；工地拼接点通常在节点。

1）圆钢管受拉构件的拼接接头一般采用内置衬管的单面焊接（见图 8-35）。接头与杆件按等强度设计。

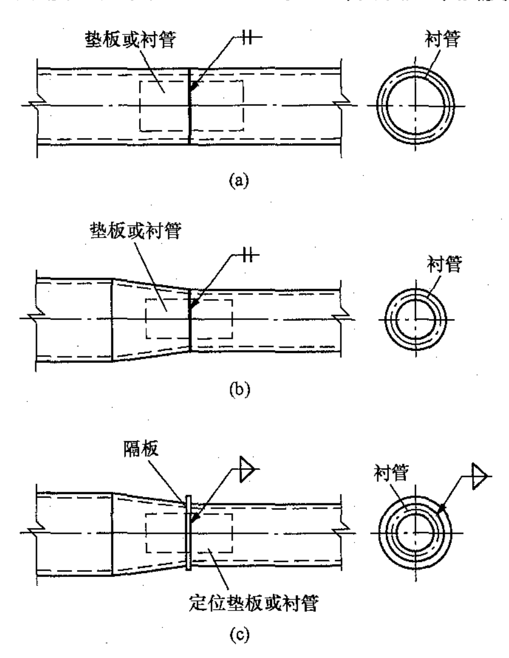


图 8-35 有内衬的单面焊拼接接头

2）受压构件的拼接接头一般采用隔板焊接（见图 8-36）。杆件端部与隔板顶紧，隔板两侧杆件的纵轴线应位于同一直线上。

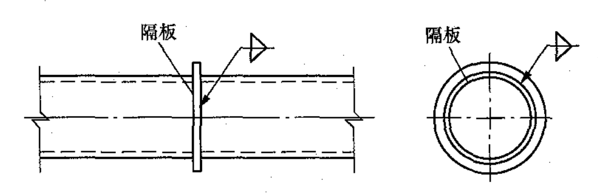


图 8-36 垂直隔板顶接拼接接头

若屋架受压杆件采用图 8-36 所示垂直隔板顶接接头的强度不能满足要求时，可采用斜隔板顶接接头（见图 8-37），以增加连接焊缝的长度，斜隔板与杆件纵轴线的交角不宜小于 45°，隔板厚度不得小于 6mm。

当承受节间弯矩的受压弦杆截面上出现拉应力时，宜采用图 8-35（a）的接头型式，同时设隔板、垫板或衬管，连接焊缝由计算确定。

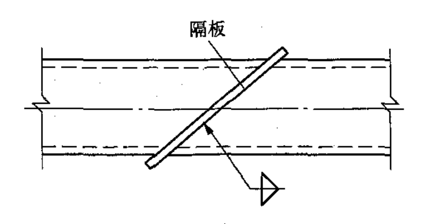


图 8-37 斜隔板顶接拼接接头

3）因制造、运输条件所限，屋架需分段制作、工地拼装时，拼装节点的位置和接头型式均需在屋架施工图中详细说明。工地拼装节点处应设定位螺栓，如图 8-38 所示，以利工地定位、拼装。

屋架杆件工地拼接节点见图 8-38。拼装接头可采用焊接［见图 8-38（a）］、栓接［见图 8-38（b）］。

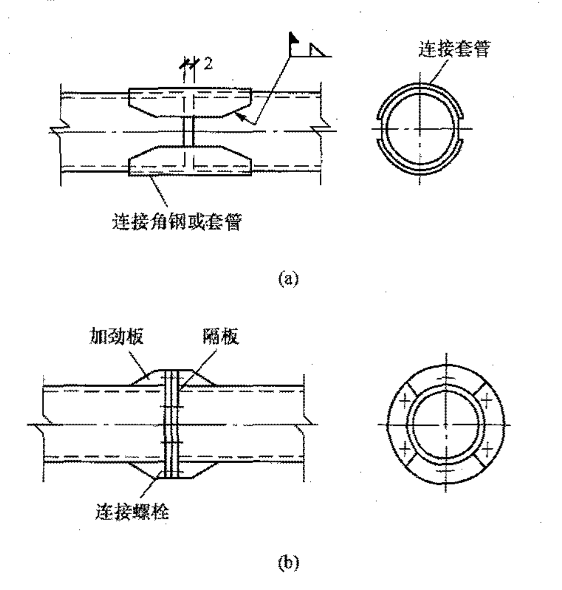


图 8-38　钢管屋架工地拼接节点

采用螺栓连接（或高强度螺栓）的拼装接头［见图 8-38（b）］不需要工地焊接，施工方便，质量有保证。通常拼接螺栓个数不少于 8 个，栓径不小于 16mm，顶接板的厚度不小于 16mm。

3. 连接节点的计算

（1）直接焊接钢管结构的支管和主管的轴向内力设计值不应超过杆件的截面承载力设计值。支管的轴向内力设计值也不应超过节点承载力设计值。

（2）在节点处，支管沿周边与主管相焊，焊缝承载力应等于或大于节点承载力。支管与主管的连接焊缝可视为全周角焊缝，按式（8-30）计算，取β_f=1（见图 8-39）。

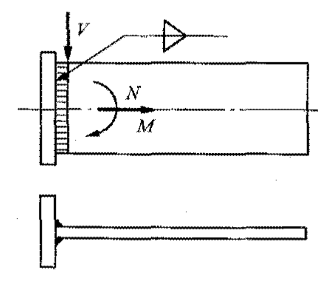


图 8-39　焊缝计算简图

$$\sigma_f=\sqrt{\left(\frac{\sigma_M}{\beta_f}+\frac{\sigma_N}{\beta_f}\right)^2+(\tau_V)^2}\leqslant f_t^w \quad (8\text{-}30)$$

式中　σ_M、σ_N、τ_V——角焊缝在弯矩、轴心力、剪力作用下产生的垂直于焊缝长度方向的应力，N/mm²。

角焊缝的计算厚度沿支管周长是变化的，当支管轴心受力时，平均计算厚度可取 $0.7h_f$。

焊缝的计算长度可按下列公式计算。

在圆管结构中，取支管与主管交线的长度：

当 $d_i/d\leqslant0.65$ 时：

$$l_w=(3.25d_i-0.25d)\left(\frac{0.534}{\sin\theta_i}+0.466\right) \quad (8\text{-}31)$$

当 $d_i/d>0.65$ 时：

$$l_w=(3.81d_i-0.389d)\left(\frac{0.534}{\sin\theta_i}+0.466\right) \quad (8\text{-}32)$$

式中　θ_i——支管轴线与主管轴线的夹角，（°）；

d、d_i——主管与支管的外直径，mm。

在矩形管结构中，支管与主管交线的计算长度，对于有间隙的 K、N 型节点：

当 $\theta_i\geqslant60°$时：

$$l_w=\frac{2h_i}{\sin\theta_i}+b_i \quad (8\text{-}33)$$

当 $\theta_i\leqslant50°$时：

$$l_w=\frac{2h_i}{\sin\theta_i}+2b_i \quad (8\text{-}34)$$

当 $50°<\theta_i<60°$时，按插值位法确定。

对于 T、Y、X 型节点：

$$l_w=\frac{2h_i}{\sin\theta_i} \quad (8\text{-}35)$$

式中　h_i、b_i——支管的截面高度和宽度，mm。

圆钢管杆件连接角焊缝的焊脚尺寸一般取 $h_f\leqslant2t_i$（t_i 为支管壁厚）；方钢管连接焊缝的焊脚尺寸，则不宜大于所连接杆件最小厚度的 1.5 倍。

当支管为圆管、主管为矩形管时，焊缝计算长度取支管与主管的相交线长度减去 d_i。

（3）主管和支管均为圆管的直接焊接节点承载力按以下几种情况计算，但节点的几何参数应满足下列条件：$0.2\leqslant\beta\leqslant1.0$；$d_i/t_i\leqslant60$；$d/t\leqslant100$；$\theta\geqslant30°$；$60°\leqslant\phi\leqslant120°$。其中$\beta$为支管外径与主管外径之比；$d_i$、$t_i$为支管的外径和壁厚；$d$、$t$ 为主管的外径和壁厚；θ为支管轴线与主管轴线的夹角；ϕ为空间管节点支管的横向夹角，即支管轴线在主管横截面所在平面投影的夹角。

为保证主钢管的强度，支管的轴心力不得大于下列各条规定的承载力设计值：

1）X 型节点，见图 8-40（a）。

a. 受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{CX}^{PJ} 应按下式计算：

$$N_{CX}^{PJ}=\frac{5.45}{(1-0.81\beta)\sin\theta}\psi_n t^2 f \quad (8\text{-}36)$$

$$\psi_n = 1.0 - 0.3\left(\frac{\sigma}{f_y}\right) - 0.3\left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^2$$

式中 β——支管外径与主管外径之比，即 d_i/d；

ψ_n——参数，当节点两侧或一侧主管受拉时，$\psi_n=1$；

t——主管壁厚，mm；

θ——大管轴线与主管轴线的夹角，(°)；

σ——节点两侧主管较小轴向压应力（绝对值），N/mm^2；

f——主管钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值，N/mm^2；

f_y——主管钢材的屈服强度，N/mm^2。

b．受拉支管在管节点处的承载力设计值 N_{tX}^{PJ} 应按下式计算：

$$N_{tX}^{PJ} = 0.78\left(\frac{d}{2t}\right)^{0.2} N_{CX}^{PJ} \qquad (8\text{-}37)$$

2）T型和Y型节点，见图8-40（b）、（c）。

a. 受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{CT}^{PJ} 应按下式计算：

$$N_{CT}^{PJ} = \frac{11.51}{\sin\theta}\left(\frac{d}{t}\right)^{0.2} \psi_n \psi_d t^2 f \qquad (8\text{-}38)$$

式中 ψ_d——参数。

当$\beta \leqslant 0.7$ 时：

$$\psi_d = 0.069 + 0.93\beta$$

当$\beta > 0.7$ 时：

$$\psi_d = 2\beta - 0.68$$

b. 受拉支管在管节点处的承载力设计值 N_{tT}^{PJ} 应按下式计算：

当$\beta \leqslant 0.6$ 时：

$$N_{tT}^{PJ} = 1.4 N_{CT}^{PJ} \qquad (8\text{-}39)$$

当$\beta > 0.6$ 时：

$$N_{tT}^{PJ} = (2-\beta) N_{CT}^{PJ} \qquad (8\text{-}40)$$

3）K型节点，见图8-40（d）。

a．受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{CK}^{PJ} 应按下式计算：

$$N_{CK}^{PJ} = \frac{11.51}{\sin\theta_c}\left(\frac{d}{t}\right)^{0.2} \psi_n \psi_d \psi_a t^2 f \qquad (8\text{-}41)$$

$$\psi_a = 1 + \left(\frac{2.19}{1+7.5a/d}\right)\left(1-\frac{20.1}{6.6+d/t}\right)(1-0.77\beta) \qquad (8\text{-}42)$$

式中 θ_c——受压支管轴线与主管轴线的夹角，(°)；

ψ_a——参数；

a——两支管间的间隙，当 $a<0$ 时，取 $a=0$，mm。

b. 受拉支管在管节点处的承载力设计值 N_{tK}^{PJ} 应按下式计算：

$$N_{tK}^{PJ} = \frac{\sin\theta_c}{\sin\theta_t} N_{CK}^{PJ} \qquad (8\text{-}43)$$

式中 θ_t——受拉支管轴线与主管轴线的夹角，(°)。

4）TT型节点，见图8-40（e）。

a．受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{CTT}^{PJ} 应按下式计算：

$$N_{CTT}^{PJ} = \psi_g N_{CT}^{PJ} \qquad (8\text{-}44)$$

$$\psi_g = 1.28 - 0.64\frac{g}{d} \leqslant 1.1$$

式中 g——两支管的横向间距。

b．受拉支管在管节点处的承载力设计值 N_{tTT}^{PJ} 应按下式计算：

$$N_{tTT}^{PJ} = N_{tT}^{PJ} \qquad (8\text{-}45)$$

5）KK型节点，见图8-40（f)。受压和受拉支管在节点处的承载力设计值 N_{CKK}^{PJ} 或 N_{tKK}^{PJ} 应等于K型节点相应支管承载力设计值 N_{CK}^{PJ} 或 N_{tK}^{PJ} 的0.9倍。

（4）钢管屋架铰接支座节点的计算，与角钢桁架相同，不再赘述。

六、钢桁架与固、扩端山墙柱的连接

由于屋面钢桁架的上、下弦平面布置了封闭的横向、纵向支撑，能迅捷有效地将屋面水平力传递给厂房柱和支撑，因而屋盖系统是山墙抗风柱的一个可靠支座。一般用2块厚度不小于10mm的弹簧钢板分别与屋架的上、下弦相连，既能将山墙的风荷载传递给屋架，又不会将屋架的垂直变形传递给山墙柱，见图8-41。固、扩端轴线的屋面钢桁架制作时，应在毗连山墙柱轴线的上、下弦杆的翼缘上预留弹簧片的安装孔。

七、汽机房屋面钢桁架设计特点

1．截面特点

鉴于汽机房屋面具有“高起点、大跨度”的特点，且装机容量为300MW及以上的汽机房按乙类建筑进行抗震设防，因此为杜绝双拼角钢肢背间无法后续防腐涂装带来的安全隐患，同时也方便屋面次钢梁与屋架上弦进行相同顶标高的连接，电厂汽机房屋架杆件一般不建议使用双拼型钢，推荐采用单一型钢，其主要截面型式如下：

图 8-40　圆管直接焊接节点

（a）X 型节点；（b）T 型和 Y 型受拉节点；（c）T 型和 Y 型受压节点；

（d）K 型节点；（e）TT 型节点；（f）KK 型节点

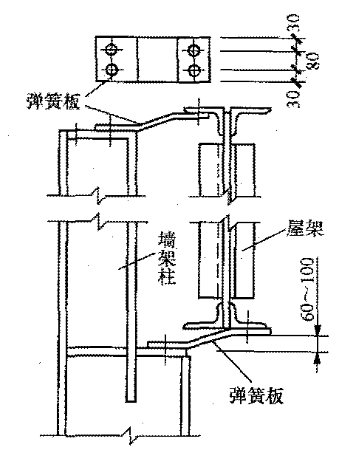


图 8-41　钢桁架与山墙柱的连接

（1）上、下弦杆：采用热轧或焊接 H 型钢。

（2）腹杆：采用实体型钢（非双拼型钢）如单角钢、T 型钢、圆钢管、热轧或焊接 H 型钢。

（3）支座竖杆：采用热轧或焊接 H 型钢。

2. 支座特点和桁架计算

（1）对于主厂房为钢筋混凝土框/排架结构体系的主厂房，其汽机房屋面桁架大多采用铰接支座（见图 8-42）；结构建模分析目前大多采用 PKPM 系列计算软件；建模分析时，大多用一根刚度相当的刚性杆模拟屋面桁架输入。

（2）对于钢结构框/排架结构体系的主厂房，其汽机房屋面桁架大多采用固接支座，直接用高强螺栓固

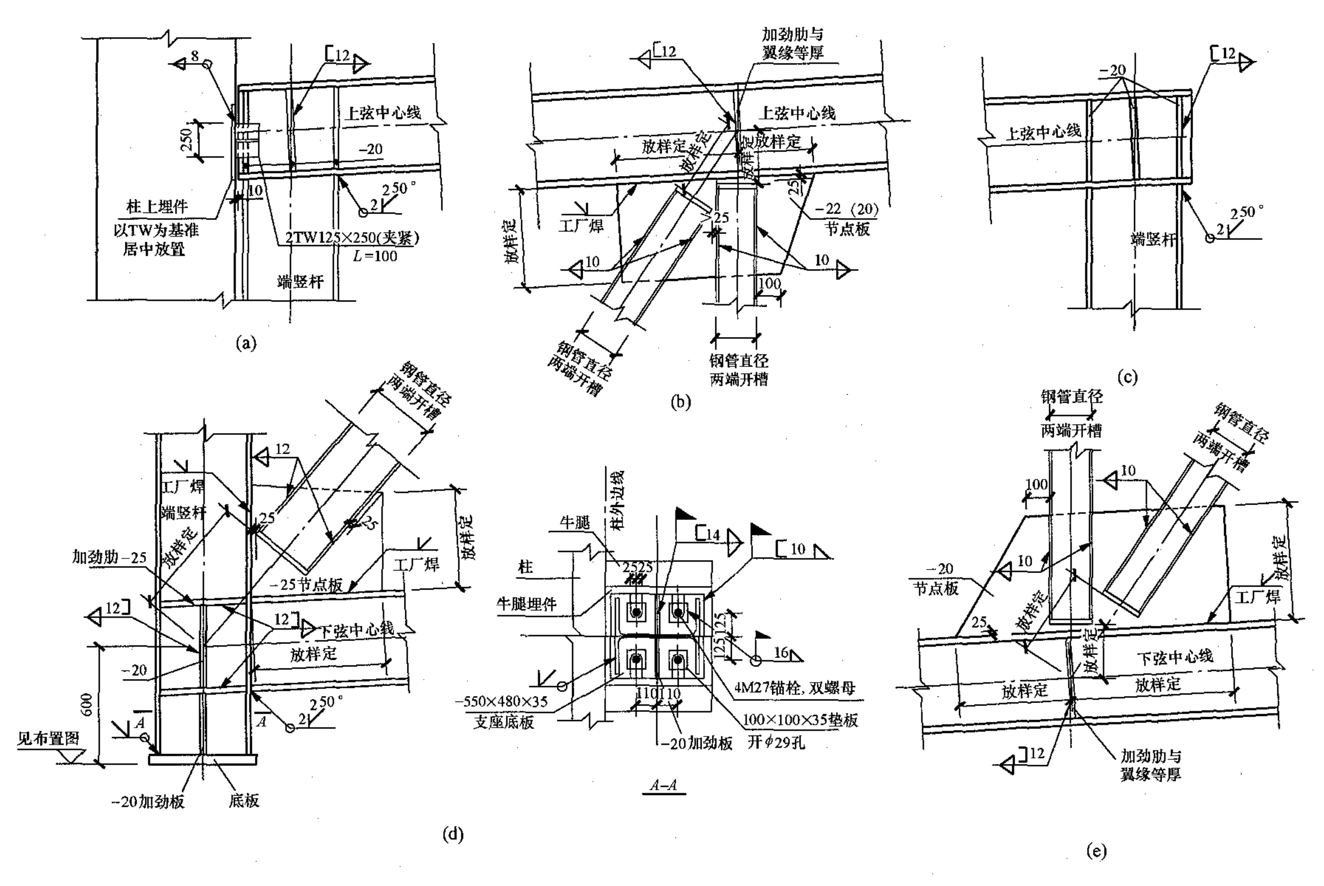


图 8-42　汽机房铰接支座圆钢管腹杆的屋架节点

（a）桁架边柱与混凝土柱连接；（b）上弦与圆管腹杆连接；（c）上弦与边柱连接；

（d）桁架支座连接；（e）下弦与圆管腹杆连接

接在 A/B 列钢柱上（见图 8-43）；结构建模分析目前大多采用 STAAD-PRO 系列通用钢结构计算软件；建模分析时，大多将屋面桁架按实际杆件如实输入，进行精确计算。

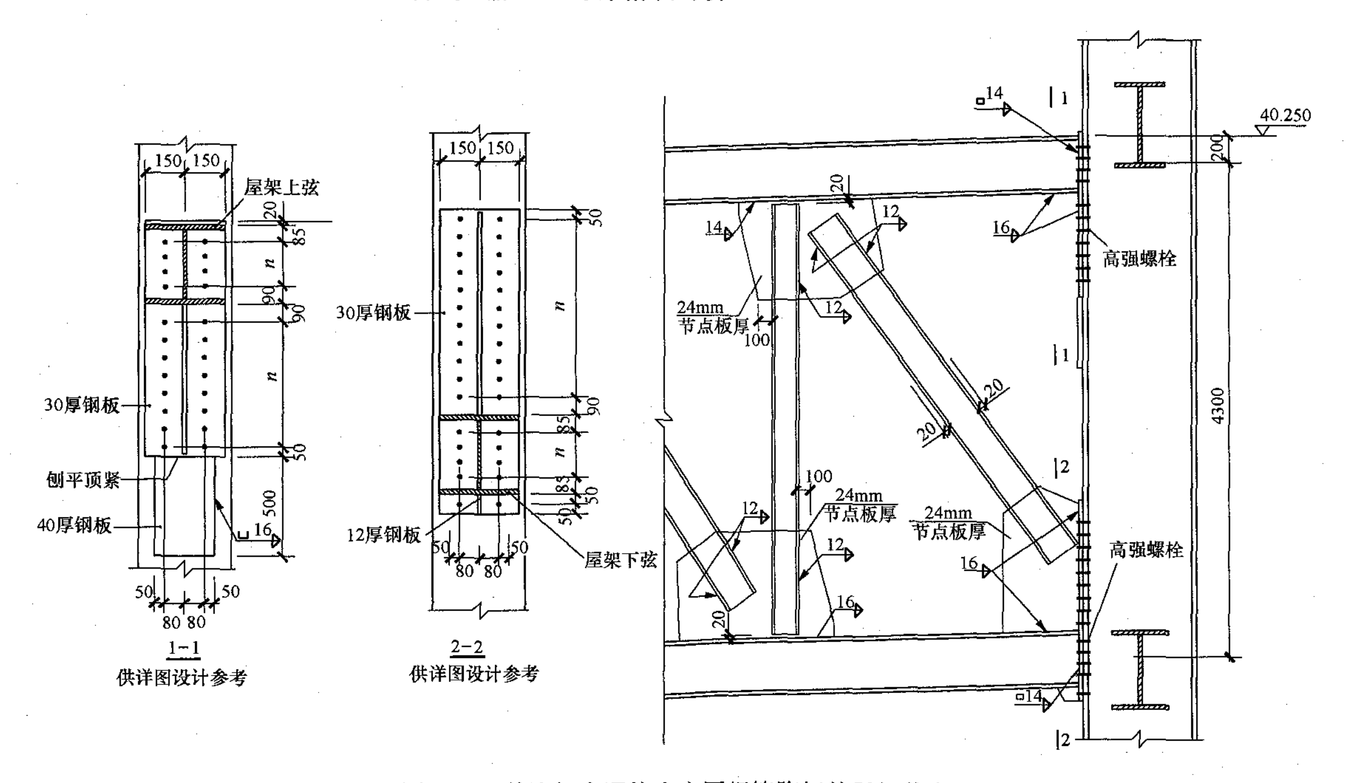


图 8-43　某汽机房固接支座圆钢管腹杆的屋架节点

3. 屋架与山墙抗风柱的连接

汽机房固、扩端山墙抗风柱上端大多支承在屋架上弦或下弦的水平支撑节点处或汽机房重型屋面的钢次梁悬挑处（见图 8-44）。但无论如何，均需确保该连接节点既能传递山墙传递过来的水平荷载，又不影响屋架的垂直变形。

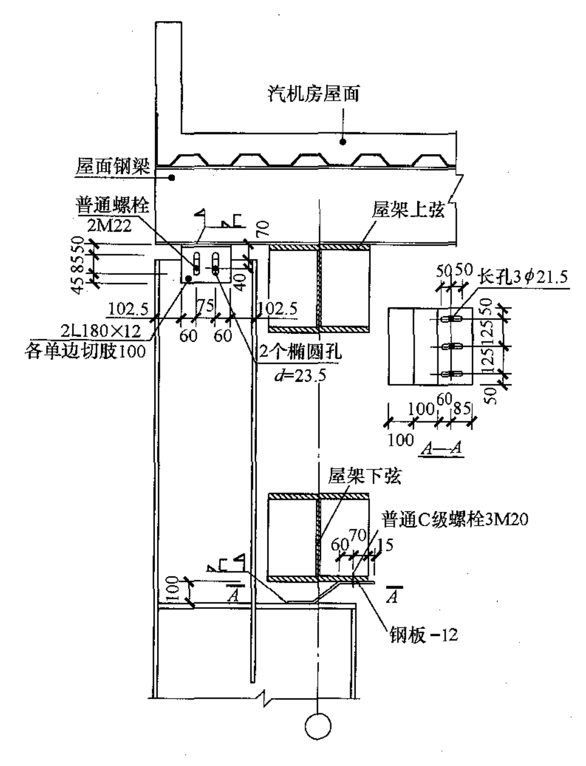


图 8-44　汽机房固扩端抗风柱与屋架的连接

4. 屋架抗震设计注意事项

根据 DL 5022—2012 第 11.3.7 条规定，汽机房屋架与柱顶采用铰接连接时，屋架端部及柱连接支座杆件地震作用效应宜乘以地震增大系数，当进行框排架平面计算时取 2.0，当验算屋架与柱子连接点焊缝和螺栓的抗剪强度时，其每端地震作用效应增大系数宜按以下规定取值：

（1）对于焊接，宜取该跨柱支座杆件地震作用效应乘以增大系数 2，再乘以加强系数 1.5。

（2）对于螺栓连接，宜取该跨柱支座杆件地震作用效应乘以增大系数 2，再乘以加强系数 1.2。

第三节　钢桁架屋面的支撑体系设计

为保证汽机房屋架在施工和使用阶段的整体稳定性，提高结构的空间作用，减小屋架杆件在平面外的计算长度，应根据汽机房的结构型式、跨度、屋面高度、吊车吨位和所在地区的抗震设防烈度等设置支撑系统。

屋盖支撑系统包括横向支撑、竖向支撑、纵向支撑和系杆（刚性系杆和柔性系杆）。

一、钢桁架支撑布置原则

1. 屋盖支撑布置

（1）在设置有纵向支撑的水平面内必须设置横向支撑，并将二者布置为封闭型。

（2）所有横向支撑、纵向支撑和竖向支撑均应与屋架、托架、天窗架等的杆件或檩条组成几何不变的桁架型式。

（3）在房屋每个温度区段或分期建设的区段中，应分别设置能独立构成空间稳定结构的支撑体系。

（4）传递风力、吊车水平力和水平地震作用的支撑，应能使外力由作用点尽快传递到结构的支座。

（5）柱距越大，吊车工作量越繁重，支撑的刚度应越大。

（6）在地震区应适当增加支撑，并加强支撑节点的连接强度。

支撑设置时可考虑大型屋面板（无檩体系）或檩条（有檩体系）的支撑作用，此时它们与屋架上弦有可靠连接。大型屋面板至少与屋架上弦有两点可靠焊连（焊缝焊脚尺寸 $h_f \geqslant 5mm$，长度 $l_w \geqslant 60mm$），同时屋面板的支承长度不得小于 60mm。檩条与屋架上弦的檩托用螺栓连接。

2. 梯形钢桁架的支撑布置

（1）横向水平支撑。

1）梯形或平行弦屋架上、下弦横向水平支撑，一般应在厂房两端或温度伸缩缝区段两端开间各设置一道。

2）当温度伸缩缝区段的长度大于 75m，且不大于 100m 时，应在此区段中部屋架上弦和下弦各增设一道横向水平支撑和跨中及端部竖向支撑。当温度伸缩缝区段的长度为 100～150m 时，宜在此区段内屋架上弦和下弦各增设两道横向水平支撑和跨中及端部竖向支撑，且宜均匀布置。

（2）垂直支撑。梯形屋架和平行弦屋架，除在单元两端开间设有水平支撑的屋架两端各设一道垂直支撑外，无天窗时尚应在屋架中部下列部位设置垂直支撑：

1）屋架跨度 $L \leqslant 30m$ 时，屋架中央竖杆平面内应设一道。

2）屋架跨度 $30m < L \leqslant 36m$ 时，应在距离两端各 1/3 跨度附近的竖杆平面内各设一道。

3）屋架跨度 $L > 36m$ 时，应在间隔不大于 12m 附近竖杆平面内各设一道。

（3）纵向水平支撑。梯形或平行弦屋架下弦的两端宜设置纵向水平支撑。对轻型有檩体系的梯形或平行弦屋架间距等于 12m 且跨度大于 36m 时，屋架上弦两端应增设纵向水平支撑。纵向支撑与横向支撑应布置为封闭型，以增强屋面刚度。

（4）水平系杆。钢桁架上、下弦应在未设置垂直支撑的屋架间，相应于垂直支撑平面的屋架上、下弦节点处设置通长的水平系杆，同时下列部位还应增设水平系杆：

1）屋架跨度大于 30m 时，上弦屋脊节点处通长增设一道。

2）当有可靠连接时，上弦水平系杆可与檩条合并设置。

3）屋架端部上、下弦节点和屋架上弦屋脊节点的通长系杆以及横向水平支撑中的系杆均应采用刚性系杆（压杆），其余可采用柔性系杆（拉杆）。

4）与柱刚接且未设置下弦纵向水平支撑的钢桁架，应在屋架下弦端节间的节点处设置通长的刚性系杆，并与下弦横向水平支撑相连接（见图 8-45）。

（5）支撑型式。屋架上、下弦横向水平支撑和纵向水平支撑宜采用交叉支撑，支撑杆件与屋架弦杆之间的夹角宜为 30°～60°。

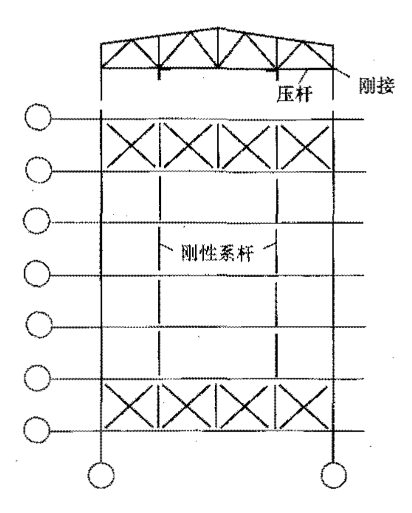


图 8-45 与柱刚接屋架下弦系杆布置

3. 抗震区屋架支撑布置

对抗震区，有檩屋盖屋架支撑布置宜符合表 8-17 的要求，无檩屋盖宜符合表 8-18 的要求。

表 8-17 抗震区有檩屋盖屋架支撑布置

<table>
<tr><th rowspan="2">支撑名称</th><th colspan="3">烈 度</th></tr>
<tr><th>6、7</th><th>8</th><th>9</th></tr>
<tr><td>上弦横向支撑</td><td>厂房单元端开间各设一道</td><td>厂房单元端开间及厂房单元长度大于 66m 的柱间支撑开间各设一道；天窗开洞范围的两端各增设局部支撑一道</td><td rowspan="3">厂房单元端开间及厂房单元长度大于 42m 的柱间支撑开间各设一道；天窗开洞范围的两端各增设局部支撑一道</td></tr>
<tr><td>下弦横向支撑</td><td colspan="2" rowspan="2">同上述梯形钢桁架的支撑布置</td></tr>
<tr><td>跨中竖向支撑</td></tr>
<tr><td>端部竖向支撑</td><td colspan="3">屋架端部高度不小于 900mm 时，厂房单元端开间及柱间支撑开间各设一道</td></tr>
</table>

表 8-18 抗震区无檩屋盖屋架支撑布置

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">支撑名称</th><th colspan="3">烈 度</th></tr>
<tr><th>6、7</th><th>8</th><th>9</th></tr>
<tr><td colspan="2">上弦横向支撑</td><td>屋架跨度小于 18m 时同非抗震设计，跨度不小于 18m 时在厂房单元端开间各设一道</td><td colspan="2">厂房单元端开间及柱间支撑开间各设一道；
天窗开洞范围的两端各增设局部支撑一道</td></tr>
<tr><td colspan="2">上弦通长水平系杆</td><td rowspan="4">同上述梯形钢桁架的支撑布置</td><td>上弦通长水平系杆沿屋架跨度不超过 15m 设一道，但装配整体式屋面可不另设；围护墙在屋架上弦高度有现浇圈梁时，其端部可不另设</td><td>沿屋架跨度不超过 12m 设一道，但装配整体式屋面可不设；围护墙在屋架上弦高度有现浇圈梁时，其端部可不另设</td></tr>
<tr><td colspan="2">下弦横向支撑</td><td rowspan="2">同上述梯形钢桁架的支撑布置</td><td rowspan="2">同上弦横向支撑</td></tr>
<tr><td colspan="2">跨中竖向支撑</td></tr>
<tr><td rowspan="2">两端竖向支撑</td><td>屋架端部高度不大于 900mm</td><td>厂房单元端开间各设一道</td><td>厂房单元端开间及每隔 48m 各设一道</td></tr>
<tr><td>屋架端部高度大于 900mm</td><td>厂房单元端开间各设一道</td><td>厂房单元端开间及柱间支撑开间各设一道</td><td>厂房单元端开间、柱间支撑开间及每隔 30m 各设一道</td></tr>
</table>

同时屋盖支撑尚应符合以下要求：

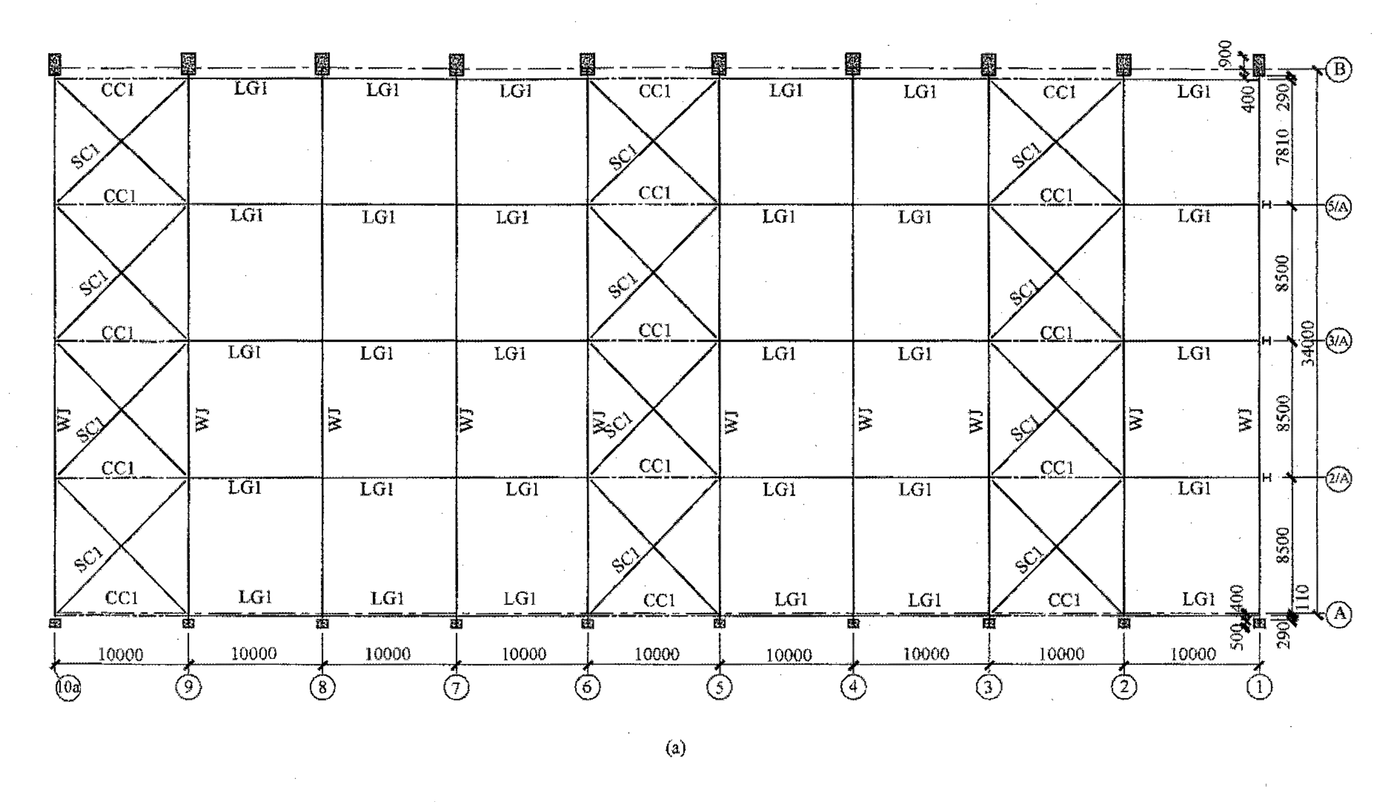
（1）屋架跨中竖向支撑在跨度方向的间距，6～8 度时不大于 15m，9 度时不大于 12m；当仅在跨中设一道时，应设在跨中屋架屋脊处；当设两道时，应在跨度方向均匀设置。

（2）屋架上、下弦通长水平系杆与竖向支撑宜配合设置。

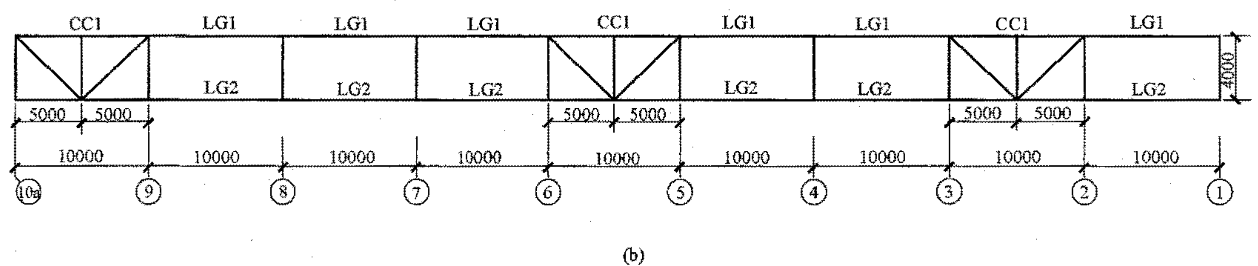
（3）柱距不大于 12m，且屋架间距为 6m 的厂房，托架（梁）区段及其相邻开间应设下弦纵向水平支撑。

4. 电厂汽机房屋面支撑布置实例

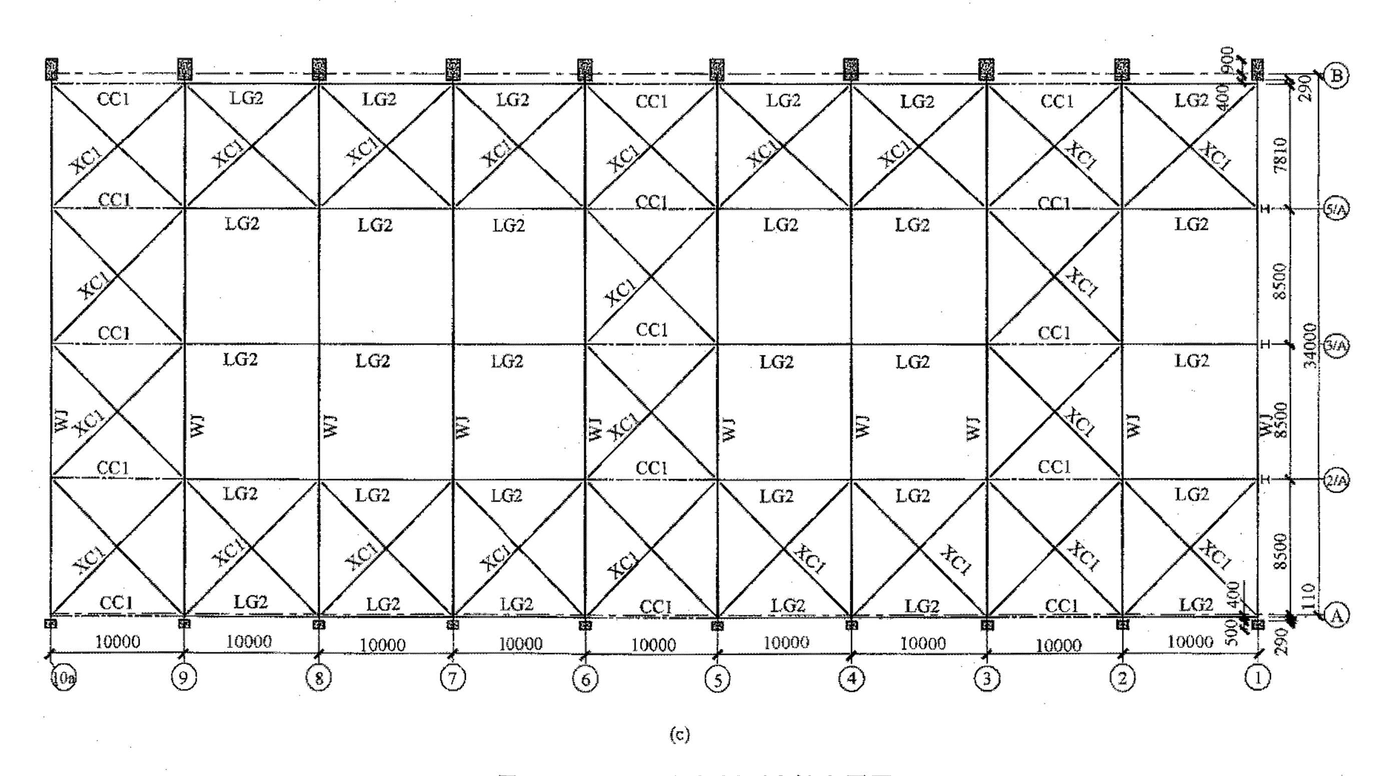
图 8-46 所示是某百万机组屋面支撑布置实例，该电厂主厂房是现浇钢筋混凝土框架结构体系，屋面钢



(a)



(b)



(c)

图 8-46　某百万机组屋面支撑布置图

（a）屋架上弦水平支撑布置图；（b）纵向垂直支撑立面图；（c）屋架下弦水平支撑布置图

桁架与柱采用铰接连接，屋面钢梁上铺压型钢板后现浇钢筋混凝土。该屋面支撑布置考虑以下几点：

（1）考虑到现浇钢筋混凝土屋面板具有强大的抗侧刚度，因此钢桁架上弦平面省略了纵向支撑（若为非现浇钢筋混凝土屋面板，则不可省略），仅在厂房（或温度伸缩缝区段）两端及中间位置设置了横向支撑SC1，以确保混凝土浇筑期间的屋架稳定；此时须注意尽量确保 SC1 的平面位置与柱间支撑处于同一开间；考虑到山墙抗风柱与屋架的连接空间以及厂房扩建的需要，毗邻固、扩端的屋架一般不设横向支撑（横向支撑可缩进一档）。

（2）钢桁架下弦平面设置了横向、纵向支撑 XC1，形成了封闭的支撑布置，此时必须确保上、下弦平面支撑的水平投影位置相同。

（3）竖向支撑与刚性系杆一般需设置在传递侧向力的关键路径上，如两个支座端（A、B 柱轴线）主要传递吊车的纵向刹车力，三根抗风柱（2/A、3/A、5/A 柱轴线）主要传递山墙的风荷载，均需设置竖向支撑 CC1 和刚性系杆 LG1。

二、支撑的截面设计

（1）支撑中的交叉斜杆按拉杆设计；与交叉斜杆相连或相邻的水平系杆按压杆设计。在两个横向支撑之间及相应于竖向支撑平面屋架间的上、下弦节点处的系杆，除在上、下弦杆端部及上弦杆跨中的系杆外，一般按拉杆设计；当横向支撑设在厂房单元端部第二柱间时，则第一柱间的所有系杆均按压杆设计。

（2）压杆宜采用双角钢组成的十字形截面或 T 形截面，按压杆设计的刚性系杆也可采用钢管截面，拉杆一般采用单角钢制作。

支撑杆件一般按长细比要求选择截面，具体见表 8-19 和表 8-20。

表 8-19　受压构件容许长细比

项次	构 件 名 称	容许长细比
1	主要构件（如柱、桁架、柱缀条及吊车梁以下柱撑等）	150
2	其他构件及支撑	200

注 1．桁架（包括空间桁架）的受压腹杆，当其内力不大于承载能力的 50%时，容许长细比可取 200。

2．计算单角钢受压构件的长细比时，应采用角钢的最小回转半径，但在计算交叉杆件平面外的长细比时，可采用与角钢肢平行轴的回转半径。

3．$l\geqslant60$m 的桁架，弦杆和端压杆容许长细比取 100，其他腹杆取 120（受动载）或 150（受静载）。

4．由容许长细比控制截面的杆件，在计算长细比时，可不考虑扭转效应。

表 8-20　受拉构件的容许长细比

项次	构件名称	承受静力荷载或间接承受动力荷载		直接承受动力荷载的结构
		一般结构	有重级工作制吊车	
1	桁架的构件	350	250	250
2	吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑	300	200	—
3	支撑（张紧的圆钢除外）	400	350	—

注 1．受拉构件在永久荷载与风荷载组合作用下受压时，其长细比不宜超过 250；在吊车荷载作用下受压时，长细比不宜超过 200。

2．计算单角钢受拉构件的长细比时，应采用角钢的最小回转半径；计算单角钢交叉受拉杆平面外的长细比时，应采用与角钢肢边平行轴的回转半径。

3．对于承受静力荷载的结构，可仅计算受拉构件在竖向平面内的长细比。

4．中、重级工作制吊车桁架下弦杆的长细比不宜超过 200。

5．在设有夹钳吊车或刚性料耙吊车的厂房中，支撑（表中第 2 项除外）的长细比不宜超过 300。

6．$l\geqslant60$m 的桁架，其受拉弦杆和腹杆的长细比为 250（受动载）或 300（受静载）。

7．构件长细比$\lambda=l_0/i$，l_0为构件计算长度，i为截面回转半径，由钢材截面特性表及计算确定。

确定桁架交叉腹杆的长细比，在桁架平面内的计算长度 l_{0x}，应取节点中心到交叉点间的距离（$l/2$）；在桁架平面外的计算长度 l_{0y}，当两交叉杆长度相等并在交叉点相互连接时，对拉杆应取 l，l 为节点中心间距离（交叉点不作为节点考虑）。系杆的计算长度 $l_{0x}=l_{0y}=l$（l 为屋架或柱间距离）。

计算单角钢杆件（包括系杆）的长细比时，应采用角钢的最小回转半径，计算长度可取几何长度的 0.9 倍；但计算单角钢交叉杆件平面外的长细比时，应采用与角钢肢边平行轴的回转半径，计算长度取对角线全长。

支撑杆件的节点板厚度通常采用 6～8mm，荷载和跨度较小时也可采用 5mm。

兼作支撑桁架弦杆、横杆或端竖杆的檩条、屋架（或天窗架）竖杆等，其长细比应满足支撑压杆的要求，屋架（或托架）的受拉弦杆虽兼作横向（或纵向）支撑桁架的弦杆，但因其受有较大的拉力，可不受此限制。

（3）对于下列情况的支撑杆件，除应满足长细比的要求外，尚应根据内力，计算其强度、稳定及连接：

1）承受较大端墙风力的尾架下弦横向支撑和刚

性系杆，以及承受侧墙风力的屋架下弦纵向支撑，当支撑桁架跨度不小于 24m 或风荷载标准值不小于 $0.5kN/m^2$ 时。

2）竖向支撑兼作檩条时。

3）考虑屋面结构的空间工作而用纵向支撑作为弹性支承的连续桁架时。

具有交叉斜腹杆的支撑桁架，通常将斜腹杆视为柔性杆件，只受拉，不受压，因而每个节间只有受拉的斜腹杆参加工作。图 8-47 所示为承受水平荷载的横向或纵向支撑桁架的计算简图。

（4）对于抗震设防烈度为 6～9 度的屋架两端竖向支撑和天窗架两侧竖向支撑，除应按表 8-17 及表 8-18 中的规定设置外，尚应验算其纵向抗震强度。验算时取房屋纵向基本自振周期 T_1，当无确切资料（如编制标准构件）时，也可取 $T_1=T_g$，即 $a_1=a_{max}$，对于天窗架两侧竖向支撑，其地震作用效应宜乘以 2.0 的增大系数。

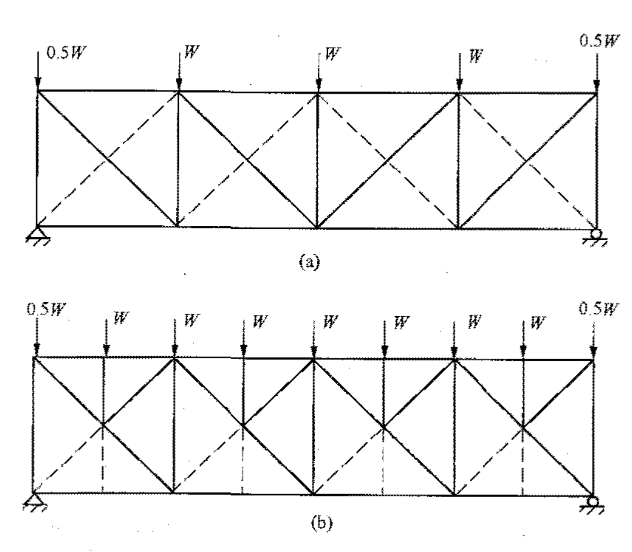


图 8-47 支撑桁架杆件内力计算简图

（a）交叉点无竖杆的交叉斜腹杆；

（b）交叉点有竖杆的交叉斜腹杆

（5）连接构造。支撑与屋架和天窗架的连接一般采用 C 级螺栓，每个连接节点处采用两个螺栓，连接螺栓直径为 16～20mm。

支撑与屋架下弦杆采用螺栓连接时，栓孔应在屋架节点板范围内距板边不小于 100mm，否则应验算断面削弱影响或加大节点板以满足上述边距 100mm 的要求；当下弦支撑与预焊于屋架下弦杆上的支撑节点板相连时，则不受此限制。对设有重级工作制吊车或有较大振动设备的厂房，以及抗震设防烈度不低于 6 度时，支撑与屋架的连接，除设置安装螺栓外，还应加安装焊缝。焊缝宜根据地震作用的杆件内力确定或与杆件等强，焊缝焊脚尺寸不宜小于 5mm，每边的焊缝长度不宜小于 60mm，地震区不宜小于 80mm，且不容许在屋架满负荷的情况下施焊。对仅采用螺栓连接而不加焊接时，应待构件校正固定后将螺丝扣打毛或将螺杆与螺母焊接，以防松动。

1）上弦支撑与屋架的连接。上弦支撑与屋架的连接见图 8-48～图 8-52，这五种连接均有节点偏心，设计中应尽量减小偏心值。

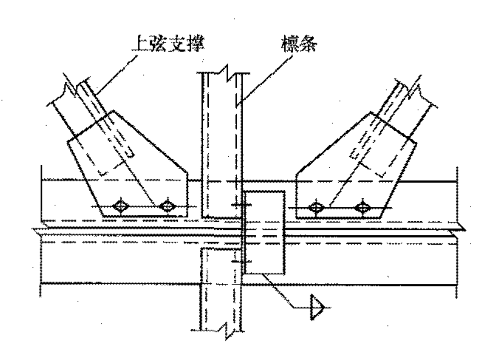


图 8-48 上弦支撑与屋架连接（一）

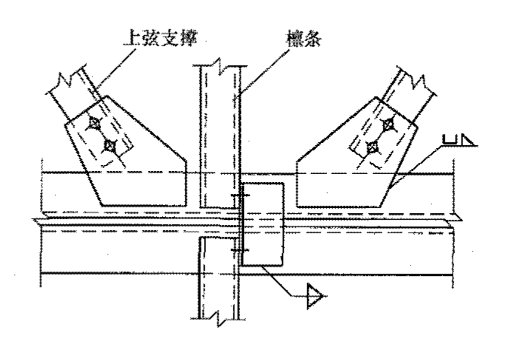


图 8-49 上弦支撑与屋架连接（二）

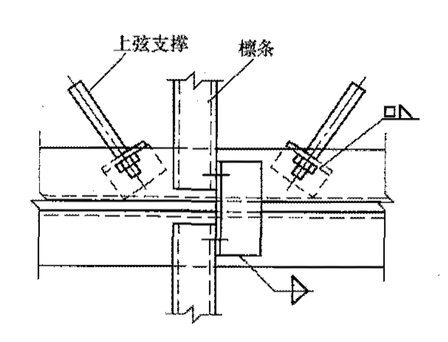


图 8-50 上弦支撑与屋架连接（三）

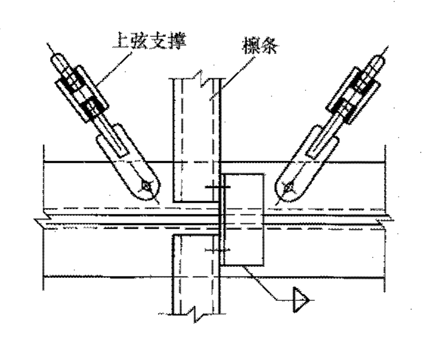


图 8-51 上弦支撑与屋架连接（四）

图 8-48 适用于上弦角钢肢宽较大便于钻孔的情

况；图 8-49 适用于角钢肢宽较小不便钻孔的情况，此时可将连接板预先焊在屋架上。

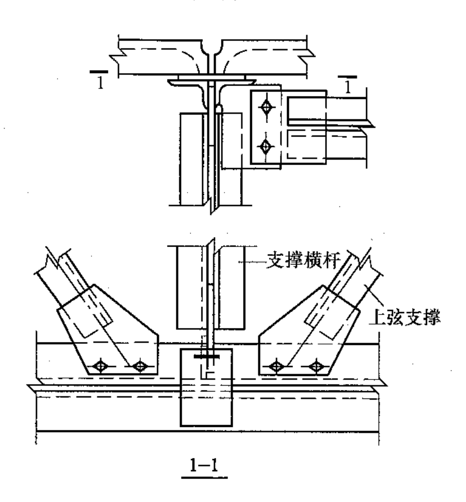


图 8-52 上弦支撑与屋架连接（五）

图 8-50、图 8-51 为圆钢交叉支撑与屋架的连接。图 8-50 中连接件伸出屋架上弦少，便于运输，采用端部螺母张紧圆钢。图 8-51 将圆钢支撑两端的连接板与屋架螺栓连接，方便安装，但需设置花篮螺栓张紧圆钢。

图 8-48～图 8-52 均为有檩体系屋盖，当檩条满足压杆长细比要求并留有 10%以上应力或荷载裕量时，均可作为屋架上弦杆平面外的侧向支承点。

图 8-52 为屋盖上弦支撑与屋架的连接，此时支撑横杆或系杆应与预先焊在上弦杆及腹杆上的竖板相连，以免这些杆件突出上弦杆表面而影响屋面板或檩条安装。

2）下弦支撑与屋架的连接。下弦支撑与屋架的连接见图 8-53～图 8-55。交叉支撑与屋架下弦杆的连接，通常将一根角钢肢尖朝上，另一根朝下，使交叉点处两杆均不中断。

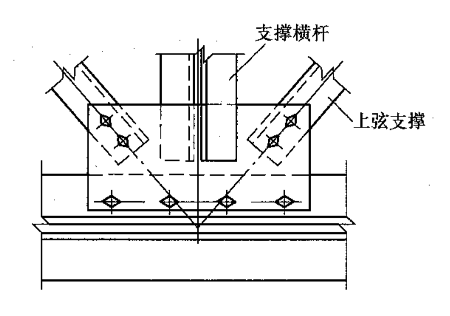


图 8-53 下弦支撑与屋架连接（一）

图 8-53 中支撑与屋架直接用螺栓连接，图 8-54 中支撑与预先焊在屋架上的连接板用螺栓连接。这两种方法支撑横杆与交叉斜杆共用节点板，使节点较紧凑，可按角钢肢宽大小确定采用哪种型式。图 8-55 中有节点偏心，但支撑编号较少，安装方便。

横向支撑和纵向支撑一般采用交叉的型式，见图

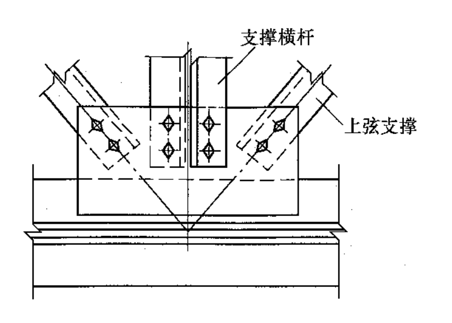


图 8-54 下弦支撑与屋架连接（二）

8-56。为避免角钢肢尖与檩条或大型屋面板相碰，下弦支撑交叉杆一般均采用角钢肢尖朝下的布置［图 8-56（a）、（b）］。当支撑的交叉点与型钢檩条相遇时，可在檩条底面设节点板将支撑与檩条连接［见图 8-56（b）］，这样可将此檩条视为屋架上弦杆的平面外支承点。下弦支撑宜将一根角钢肢尖朝上，另一根朝下，使交叉点处均不中断，两角钢的肢背用螺栓加垫圈互相连接（见图 8-56）。

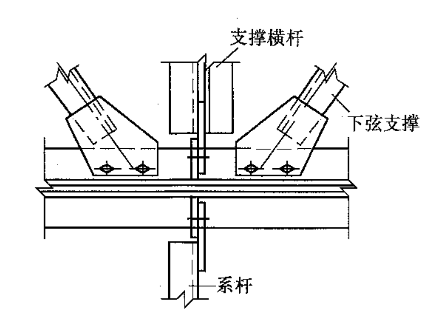


图 8-55 下弦支撑与角钢桁架连接（三）

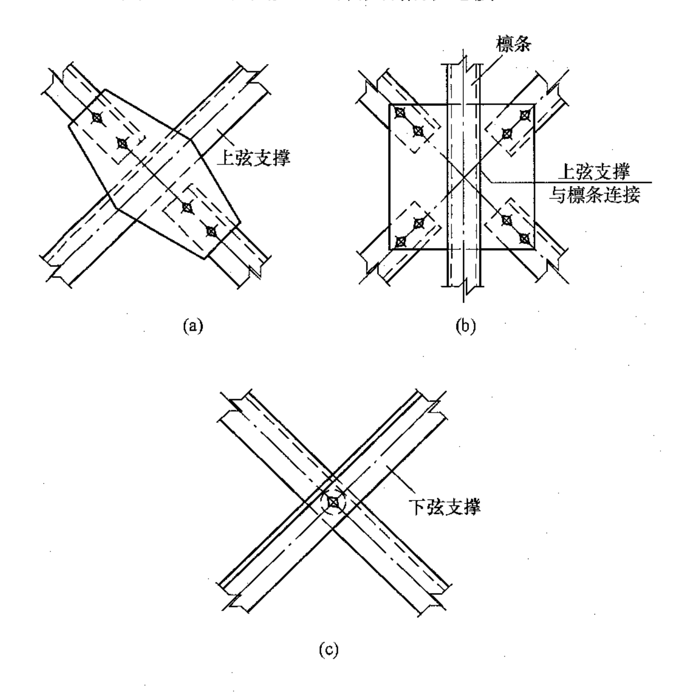


图 8-56 上、下弦支撑交叉点构造

3）竖向支撑与屋架的连接。竖向支撑与屋架的连接见图 8-57、图 8-58。图 8-58 构造复杂，但传力直接，节点较强，适用于跨度较大和抗震区的情况。

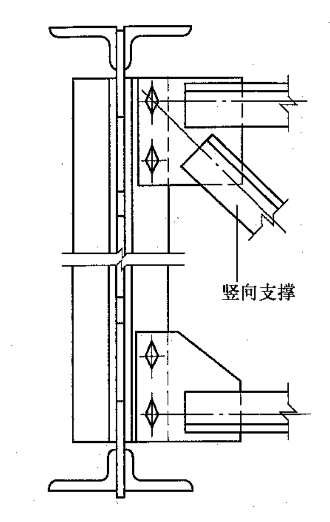


图 8-57 竖向支撑与屋架连接（一）

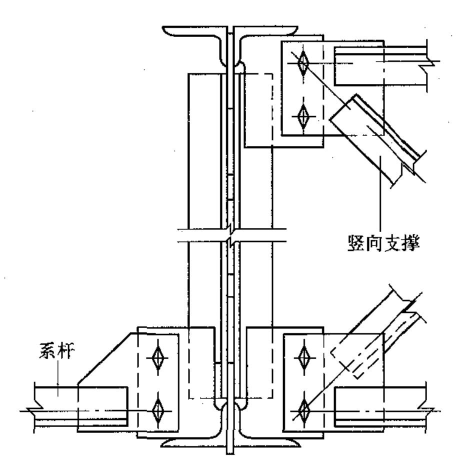


图 8-58 竖向支撑与屋架连接（二）

第四节 网 架 结 构

一、结构选型

网架结构是由众多杆件按一定规律组成的高次超静定空间结构。相比一般平面桁架的受力体系，网架结构的整体结构性能大大提高，能够承受来自各个方向的荷载。由于杆件之间各个方向的相互支撑作用，网架结构空间刚度大、整体性好、抗震能力强，在个别杆件受损失效或者支座基础发生不均匀沉降的情况下，也能自动进行杆件内力重分配，从而把对整体结构的安全影响降到最小。

（一）网架结构型式及选择

1. 网架结构型式

网架按照结构体系总体可以分为交叉桁架体系和角锥体系两大类，其中角锥体系又可分为四角锥体系及三角锥体系。

交叉桁架体系网架是由一些平面桁架按一定的角度相互交叉组成。常见的有两向正交正放、两向正交斜放、两向斜交斜放、三向等型式。所谓正放、斜放，是指结构中的平面桁架是否与坐标系之间存在夹角，0°或者 90°称为正放，其他角度为斜放；同理，正交、斜交是指两榀桁架间的交角，90°相交称为正交，其他角度相交为斜交。交叉桁架体系各种型式的网架可以适用于矩形、正方形、圆形、多边形、三角形等建筑平面，但由于是由平面桁架交叉组成，为保证良好的受力，一般要求每榀桁架两端都有支承，即整个网架结构需要周边有支承。

典型的交叉桁架体系网架结构型式见图 8-59。

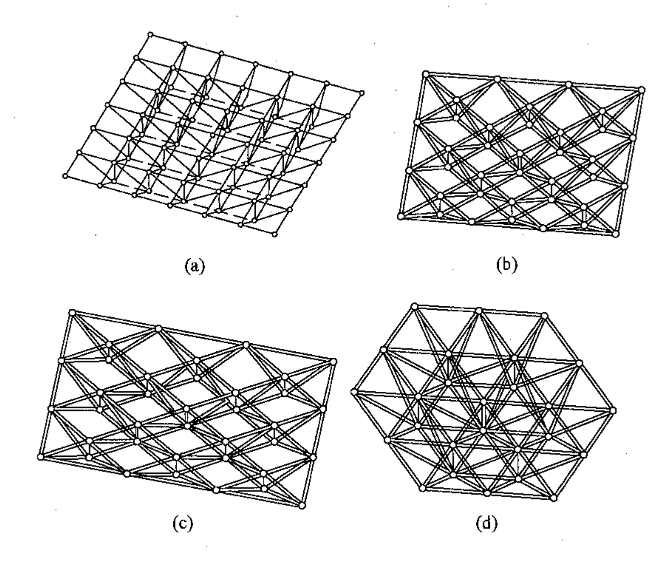


图 8-59 交叉桁架体系网架结构型式
（a）两向正交正放网架；（b）两向正交斜放网架；
（c）两向斜交斜放网架；（d）三向网架

四角锥体系网架是由众多四角锥单元组合而成的结构体系。其结构特点是网架上、下弦平面均为方形网格，下弦杆相对于上弦杆平移半个网格，位于上弦方格中央，用四根斜腹杆将上、下弦网格节点相连，即形成四角锥网架。四角锥网架有正放四角锥、正放抽空四角锥、斜放四角锥、星形四角锥、棋盘四角锥几种型式。四角锥网架体系是应用最为广泛的网架结构型式。火力发电厂建筑物中，四角锥体系网架常用于汽机房屋面、集中控制楼及其他辅助与附属建筑物屋面，而四角锥体系网壳常用于条形干煤棚、封闭煤场屋面等大跨度结构。

典型的四角锥体系网架结构型式见图 8-60。

三角锥体系网架是由众多三角锥单元组合而成的结构体系。其结构特点是网架上、下弦平面均为三角形网格，上弦或下弦三角形的顶点分别对着下弦或上弦三角形的形心。三角锥网架有三角锥、抽空三角锥、蜂窝三角锥几种型式。三角锥网架一般适用于平面为三角形、六边形及圆形的建筑，在电力行业的建筑物中很少应用。

典型的三角锥体系网架结构型式见图 8-61。

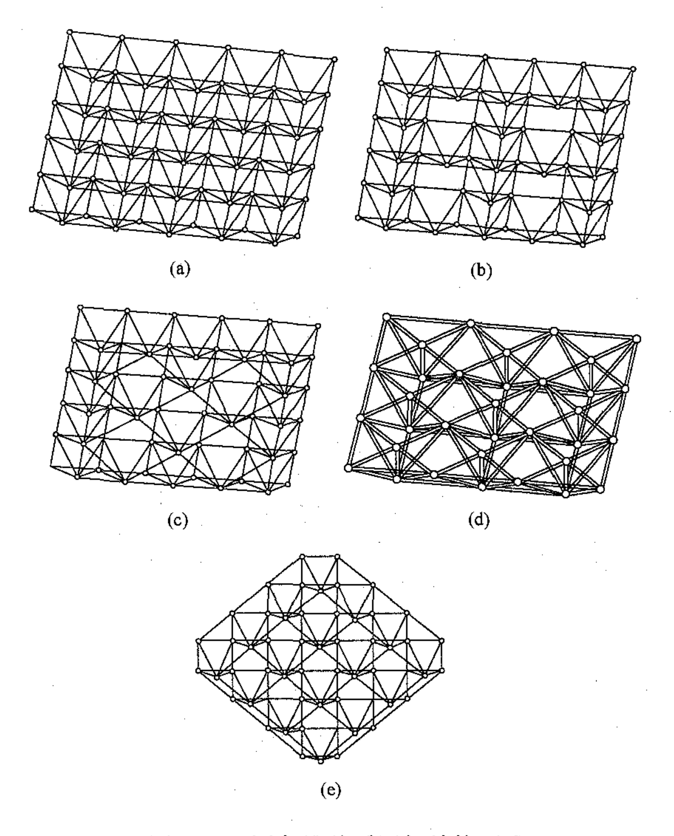


图 8-60　四角锥体系网架结构型式

（a）正放四角锥网架；（b）正放抽空四角锥网架；（c）棋盘形四角锥网架；（d）、（e）星形四角锥网架

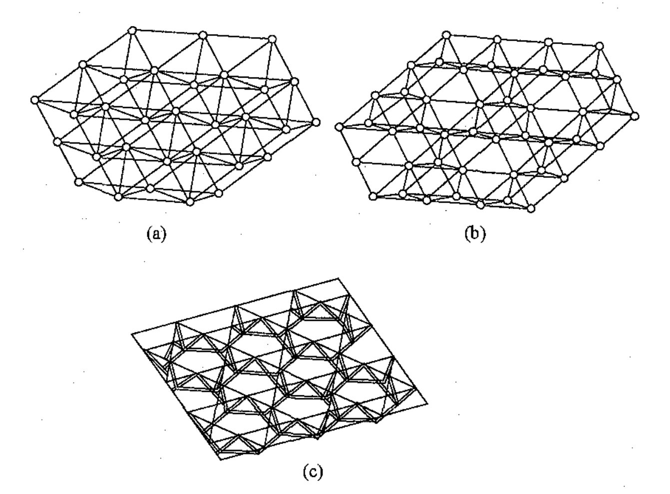


图 8-61　三角锥体系网架

（a）三角锥网架；（b）抽空三角锥网架；（c）蜂窝形三角锥网架

2. 网架结构型式选择

网架结构型式选择应根据建筑物的平面形状和尺寸、支承条件、荷载大小、屋面构造、制造及安装条件等因素从技术及经济方面综合考虑。

（1）平面形状为正方形或接近正方形的周边支承网架，宜选用斜放四角锥网架、棋盘形四角锥网架、正放抽空四角锥网架、两向正交斜放网架、两向正交正放网架或正放四角锥网架。对中、小跨度，也可以选用星形四角锥网架和蜂窝三角锥网架。

（2）平面形状为矩形的周边支承网架，当其边长比大于 1.5 时，宜选用两向正交正放网架、正放四角锥网架或正放抽空四角锥网架。

（3）平面形状为矩形的多点支承网架，可选用正放四角锥网架或正放抽空四角锥网架。

（4）平面形状为矩形，三边支承、一边开口的网架，可按照第（1）项进行选型。开口边必须有足够的刚度且形成完整的边桁架。

（5）平面形状为六边形或圆形且周边支承的网架，可选用三向网架、三角锥网架或抽空三角锥网架，当跨度较小时，也可选用蜂窝形三角锥网架。

3. 汽机房屋面网架结构选型

火力发电厂主厂房一般为框排架结构，由 A 列柱与除氧煤仓间框架通过汽机房屋面结构连接而成。近年来随着设计的不断优化，也出现了采用煤仓间单独布置在锅炉侧面的侧煤仓，原来的主厂房只剩下了汽机房和除氧间，或取消了除氧间的大汽机房结构。

无论何种型式的主厂房布置，汽机房屋面结构都有以下特点：

（1）平面尺寸为矩形，且长边尺寸远大于短边。

（2）结构一般支承于 A 列柱与 B 列柱柱顶。A 列柱与 B 列柱柱距较大，一般为 8～12m，如果采用网架结构，则相当于 3～4 个网格长度。汽机房两端的山墙抗风柱无法给网架结构提供支承，反倒要依靠屋面网架结构传递山墙结构承受的水平风荷载。因此汽机房屋面若采用网架结构，其支承型式属于两对边大柱网的多点支承。

（3）汽机房屋面构造有轻型压型钢板及压型钢板底模现浇钢筋混凝土板两种型式。从整体性、防水性、耐久性等各方面因素综合考虑，混凝土屋面较优，但屋面重力荷载较大。

结合各种网架结构型式的特点及适用范围，汽机房屋面网架结构基本上均选用应用广泛、结构成熟的正放四角锥网架结构体系。其典型结构示意图如图 8-62 所示。

（二）网架外形尺寸确定

网架外形尺寸包括网格尺寸、网架高度及网架找坡三个主要变量。

1. 网格尺寸

网格尺寸的大小直接影响网架的经济性。网格尺寸应根据结构跨度、柱网尺寸、荷载条件、支承情况、构造要求及建筑功能等因素确定。

综合国内工程实践经验，一般情况下，当网架跨度 L（短跨）<30m 时，网格尺寸 a=（1/12～1/8）L；30m≤L<60m 时，网格尺寸 a=（1/16～1/10）L；L≥60m 时，网格尺寸 a=（1/20～1/12）L。网架在短向跨度方向的网格数，当采用钢筋混凝土屋面时可取（2～4）+0.2L，当采用轻型屋面时可取（6～8）+0.07L，并且均不宜小于 5。

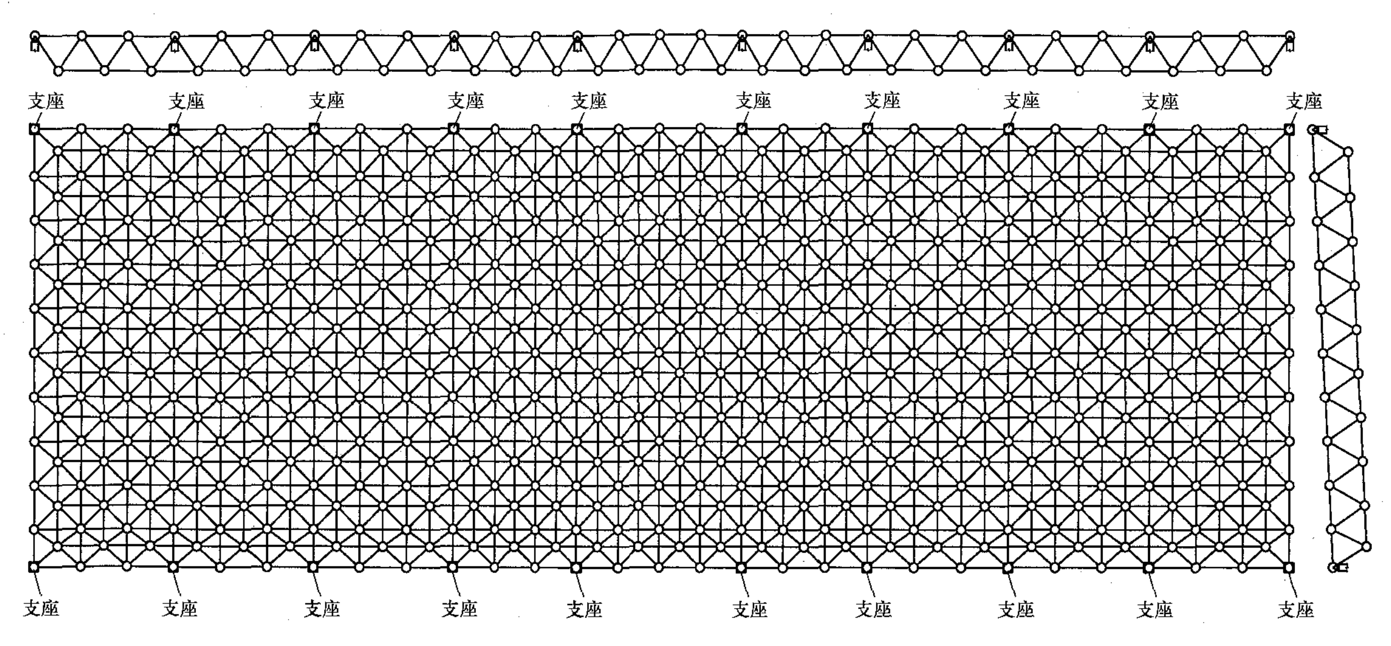


图 8-62　汽机房屋面网架结构示意图

汽机房屋面结构常用的网格尺寸为 2.8～4m，为保证网架杆件的良好受力，一般情况下，网格的长短边尺寸相差宜为 0%～30%。

2. 网架高度

网架的高度不仅直接影响杆件内力的大小，还影响杆件的经济性。

一般情况下，从杆件受力性能而言，应使腹杆与弦杆的夹角为 35°～60°；从网架制作与构造要求的需要，网架两相邻杆件间的夹角宜大于 45°且不宜小于 30°，以免杆件相碰或者节点尺寸过大。

网架的高跨比（网架厚度与 L 之比）可取 1/18～1/10。最优的高跨比根据屋面体系不同而不同，当采用钢筋混凝土屋面时为 1/14～1/10，采用轻型屋面时为 1/18～1/13。

在实际的工程设计中，汽机房屋面网架的高度宜为网架横向网格尺寸的 0.717～0.866 倍，混凝土屋面时采用高值，轻型屋面时采用低值，从而保证网架腹杆之间及腹杆与弦杆之间在网架节点处有合适的相交角度。

3. 网架找坡

网架屋面排水坡度的找坡方式主要有以下三种：

（1）上弦节点上设置小立柱，根据建筑屋面坡度的变化改变小立柱的高度来实现找坡。这种方式当屋面跨度及屋面坡度较大时，小立柱自身高度随之增加。当小立柱较高时，应保证小立柱自身的稳定性，一般情况下以不超过 1.5m 为宜。

（2）网架变高度。这种找坡方式节省了小立柱，缺点是网架平均厚度增加，杆件变长，用钢量有所增加。此外杆件与节点种类增多，给网架加工制作增加了难度。

（3）网架结构起坡。这种找坡方式既不用改变网架厚度，也不用设置小立柱，依靠结构自身起坡。

火力发电厂汽机房屋面一般根据屋面结构型式、跨度及排水坡度来决定找坡型式。常用的找坡型式，根据需要的找坡高度的大小，依次有网架支座变标高结构找坡、小立柱找坡和网架变厚度结构找坡三种方式。

对于轻型屋面而言，排水坡度应满足建筑设计屋面排水的要求，一般取 1/20～1/10，如果采用单坡排水，则屋面两端的高差较大。此时如果采用小立柱找坡方式，将使小立柱非常高，其稳定性较差；如果采用网架变高度的方式，也会使网架厚度变化较大，而且网架结构不对称，对受力性能不利。因此在采用轻型屋面的情况下，一般选用双坡排水，根据跨度大小来选用小立柱找坡（见图 8-63）或者网架变高度找坡（见图 8-64）；如果采用单坡排水，则一般选用网架跨度两端支承点标高不同网架结构自身起坡的找坡方式。

对于钢筋混凝土屋面而言，排水坡度要求较小，一般取 3%即可。如果采用双坡排水，则由于排水高差较小，一般情况下采用小立柱找坡（见图 8-63），对网架结构的受力影响最小，也可采用网架变高度的找坡方式（见图 8-64）；如果采用单坡屋面，则根据屋面跨度的大小来选用结构自身起坡的找坡（见图 8-65）或者小立柱找坡方式（见图 8-66）。

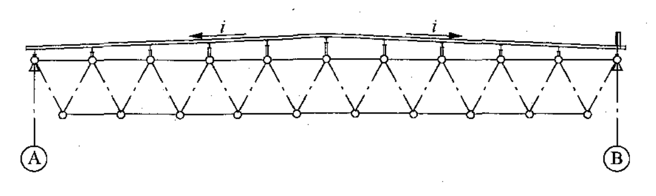


图 8-63　小立柱找坡（双坡）

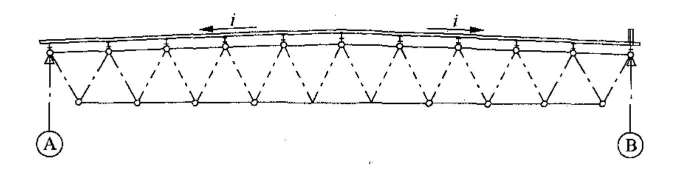


图 8-64 网架变高度找坡（双坡）

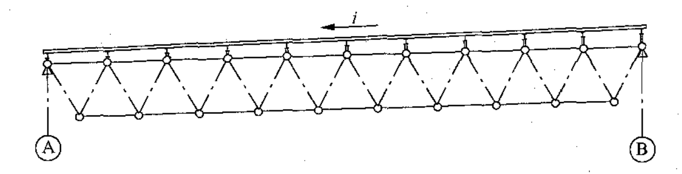


图 8-65 网架自身结构起坡（单坡）

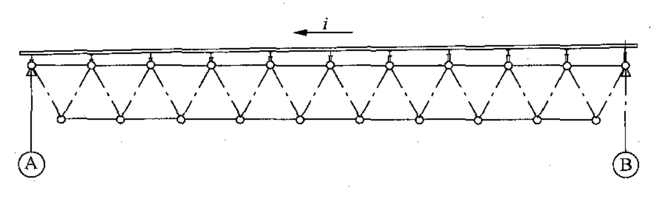


图 8-66 小立柱找坡（单坡）

（三）边界条件

网架结构的边界条件是指网架结构支承点的约束条件。一般是根据支撑结构的刚度及支座节点的构造，分别假定为两向可侧移、一向可侧移及无侧移的铰接支座或弹性支座。网架结构的边界条件对网架杆件的受力影响很大，正确的假定和计算尤为重要。

对于汽机房屋面网架结构而言，支承方式为两对边多点支承，支承点位于汽机房 A 列柱（或纵梁）及 B 列柱牛腿（或纵梁、柱顶）。支承点的约束条件则要根据主厂房布置方式来决定。

（1）对于最传统的主厂房布置型式，即汽机房-除氧间-煤仓间三列式布置的结构型式，A、B 列柱之间为汽机房，B、C 列柱之间为除氧间，C、D 列柱之间为煤仓间。由于 B、C、D 列柱形成横向双框架结构，纵向也为多跨框架结构，因此除氧煤仓间形成空间框架结构体系，整体刚度较大，可以将网架位于 B 列柱的支承点假定为无侧移的铰接支座。而 A 列柱横向为悬臂结构，仅通过柱顶汽机房屋面结构与除氧煤仓间框架相连，因此 A 列柱顶横向位移较大；A 列柱纵向也为多跨框架结构，可等同于纵向无侧移，因此将网架位于 A 列柱顶的支承点假定为横向可侧移的铰接支座或弹性支座。若采用弹性支座，支座的弹性刚度可取为 A 列柱顶的侧移刚度。参照图 8-67 侧移刚度计算示意，按式（8-46）、式（8-47）计算。

柱顶位移：

$$\delta_A = \frac{1}{E}\left(\frac{H_1^3}{3I_1} + \frac{H_2^3 - H_1^3}{3I_2}\right) \qquad (8\text{-}46)$$

柱顶刚度：

$$k=1/\delta_A \qquad (8\text{-}47)$$

式中 H_1——上段柱的长度；m；

H_2——上下段柱的总长度；m；

E——柱材质（钢筋混凝土或钢材）的弹性模量，N/mm^2；

I_1——上段柱的截面惯性矩；m^4；

I_2——下段柱的截面惯性矩；m^4。

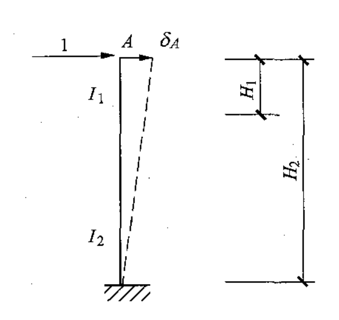


图 8-67 侧移刚度计算示意图

（2）对于汽机房-除氧煤仓间或汽机房-除氧间的两列式主厂房布置型式，A 列柱与三列式布置型式下的结构相同，因此网架位于 A 列柱顶的支承点仍假定为横向可侧移的铰接支座或弹性支座。但是两列式布置时，除氧煤仓间或者除氧间均为横向单框架、纵向多框架结构体系，因此具体计算时，可以根据框架结构的横向柱顶位移值，将网架位于 B 列柱的支承点假定为横向可侧移的铰接支座或者弹性支座，或者无侧移的铰接支座。B 列柱支承点处的侧移刚度可根据框架计算文件中的柱侧向位移来计算。

（3）对于采用大汽机房布置的，由于只有 A 列柱和 B 列柱，因此主厂房横向为单跨排架结构，纵向为多跨框架结构。汽机房屋面网架结构位于 A 列柱及 B 列柱柱顶的支承点均假定为横向可侧移的铰接支座或者弹性支座，柱顶侧移刚度按照式（8-46）、式（8-47）计算。

实际的工程设计中，当需要计算网架支座处的弹性刚度时，一般情况下可以在框排架的结构计算模型中，在相应的支座处分别试加一个 *x*/*y*/*z* 方向的单位荷载，利用计算机软件计算出在该单位荷载作用下支座处沿该单位荷载作用方向下的变形，从而求解出该支座在 *x*/*y*/*z* 方向的弹性刚度。

二、结构计算分析

（一）一般计算原则

（1）网架是由许多杆件按一定规律组成的空间杆系结构，属于高次超静定结构。要精确分析网架结构的内力及变形是非常复杂的，一般均需进行一些必要的假定后利用计算机软件进行分析计算。对网架结构进行静力计算，通常采用以下几点假定：

1）忽略节点刚度影响，假定网架节点为空间铰

接点，杆件只承受轴向力。

2）网架结构的荷载按静力等效的原则，将节点所辖区域的荷载转化为节点集中荷载。当杆件上作用有局部荷载时，应另行考虑局部弯曲内力的影响。对汽机房屋面网架结构而言，应尽量避免杆件中间作用局部横向荷载。

（2）网架结构应进行重力荷载及风荷载作用下的位移、内力计算，并应根据具体情况，对地震、温度变化、支座沉降及施工安装等荷载作用下的位移、内力进行计算。网架结构的内力和位移可按弹性理论计算。

（3）对非抗震设计，作用及作用组合的效应应按GB 50009进行计算，在杆件截面及节点设计中，应按作用基本组合的效应确定内力设计值；对抗震设计，地震组合的效应应按GB 50011《建筑抗震设计规范》进行计算。在位移验算中，应按效应标准组合的效应计算其挠度。

（4）网架结构分析时，应考虑上部网架结构与下部支撑结构的相互影响，即作网架结构的协同分析。对于汽机房屋面网架而言，应将网架结构的支承点边界条件作为网架结构分析的输入条件；而作主厂房结构整体分析时，又应按照汽机房屋面网架的等效刚度及等效质量将其简化为汽机房排架结构的横梁。

（5）网架结构分析时，应根据结构型式，支座节点的位置、数量、构造情况以及支撑结构的刚度，确定合理的边界约束条件。

（6）网架结构施工安装阶段与使用阶段支承或者受力、荷载条件情况不一致时，应区别不同支承边界荷载条件复核计算施工安装阶段的结构位移和内力。

（7）网架结构的计算方法为空间杆系有限元法。

（8）汽机房屋面网架结构的容许挠度值为不超过短向跨度的1/400。

（二）计算分析

1. 静力计算

网架结构按空间杆系有限元法进行静力计算时可采用以下基本方程：

$$KU=F \tag{8-48}$$

式中 K——网壳结构总弹性刚度矩阵；

U——网壳结构节点位移向量；

F——网壳结构节点荷载向量。

网架结构应经过位移、内力计算后进行杆件截面设计，如杆件截面需要调整，则应重新进行计算，使调整后的结果满足设计要求。网架结构设计完成后，杆件不应替换，同平面桁架不同的是，简单地用大截面杆件替换小截面将在节点相连杆件中形成内力重分配，可能使其他杆件的内力发生重大变化而出现超应力，因此网架施工安装过程中，如必须替换，应重新进行杆件内力复核计算，重新校核替换杆件后周边杆件的内力变化情况。

分析网架结构因温度变化而产生的内力，可将温差引起的固端反力作为等效荷载反作用于杆件两端节点上，然后按有限元法分析。

当支座节点的构造允许网架侧移，且允许侧移值大于或等于网架结构的温度变形值时，汽机房网架可不考虑由于温度变化引起的内力。

2. 地震作用下的内力计算

根据JGJ 7《空间网格结构技术规程》的规定，汽机房屋面网架结构在抗震设防烈度为6度及7度的地区，可不进行抗震验算；在抗震设防烈度为8度及9度的地区，均应进行竖向和水平抗震验算。

在单维地震作用下，对网架结构进行多遇地震作用下的效应计算时，可采用振型分解反应谱法。具体计算公式可参见JGJ 7—2010中4.4节的规定。当采用振型分解反应谱法进行网架结构地震效应分析时，宜至少取前10～15个振型，阻尼比值可取0.03。

网架结构构件的地震效应组合与其他荷载效应的基本组合参见GB 50011。

3. 网架通用计算软件的发展与应用

由于网架结构是多次超静定的空间结构体系，杆件数量是非常巨大的，如果按照计算公式来人工计算每一根杆件的内力已经不太现实。而随着计算机技术的不断发展，网架通用计算软件应运而生并不断更新进步，如最常用的MSTCAD及SFCAD，其计算原理及方法均是按照规程规范的要求，但是节省了大量的人力，大大提高了计算效率及准确率，使得方案的反复研究与比选成为了可能。

采用计算机软件进行网架结构内力分析及设计时，应重点关注结构型式的选择，确定合理的网格和厚度尺寸、准确的荷载与荷载组合、与实际情况相符的网架支座边界条件等因素。

三、杆件及节点设计

杆件及节点设计属于网架结构在结构计算分析之后的构件设计范畴，其计算输入是结构计算分析后得出的杆件内力值。杆件及节点设计也是通过使用网架通用计算软件来完成，但是与结构计算不同的是，结构计算人为干预的需求较小，只需保证前处理阶段的输入准确即可保证计算结果的准确。但是构件设计必须对计算方法及构造要求非常了解，对于计算结果需要进行反复的调整，以满足工程实际的需要。

（一）杆件设计

网架是由许多杆件按一定规律组成的多次超静定空间杆系结构，因此杆件是网架结构的基本单元，是最重要的组成部分，网架构件设计的核心部分就是网

架杆件的设计。

1. 材料

网架结构的杆件常用材料为 Q235B 钢和 Q345B 钢，这两种材料的力学及焊接性能都很好，材质稳定。当跨度或荷载较大时，宜采用 Q345B 钢，以减轻结构自重，节约钢材。杆件采用的钢材牌号及质量等级应符合 GB 50017 的规定。

2. 截面型式

网架结构的杆件宜采用钢管。钢管具有各向同性、截面封闭、管壁薄、回转半径大等特点，对受压、受扭均有利。此外，钢管端部封闭，内部不易锈蚀，表面也不易积灰与积水，具有较好的防腐蚀性能。而且对于网架结构普遍采用的螺栓球节点及焊接空心球节点，钢管结构的配套及适用性也非常好。在实际工程中，汽机房屋面网架结构常用的杆件截面尺寸有 ϕ60×3.5、ϕ76×4.0、ϕ89×4.0、ϕ114×4.0、ϕ159×6.0、ϕ159×8.0、ϕ159×10.0、ϕ168×8.0、ϕ168×10.0、ϕ180×10.0、ϕ180×12.0、ϕ219×10.0、ϕ219×12.0、ϕ219×14.0。

3. 杆件的计算长度及长细比

在网架结构中，由于每个节点处都汇集了较多杆件（一般为 6～12 根，对正放四角锥网架而言，最普遍的为 8 根），节点处受拉杆件和应力较低的受压杆件的存在，可增强受力较大受压杆件的稳定性，因而杆件的计算长度比平面桁架的有关规定有所放宽。网架杆件的计算长度按表 8-21 采用，其长细比限值不宜超过表 8-22 的规定。

表 8-21　网架杆件的计算长度 L_0

杆件	节点		
	螺栓球	焊接空心球	板节点
弦杆及支座腹杆	L	$0.9L$	L
腹杆	L	$0.9L$	$0.9L$

注　L 为杆件几何长度（节点中心间距离）。

表 8-22　网架杆件的容许长细比

杆件种类		容许长细比[λ]
受压杆件		180
受拉杆件	一般杆件	300
	支座附近杆件	250
	直接承受动力荷载杆件	250

4. 杆件截面选择

（1）网架杆件的截面应按照 GB 50017，根据强度和稳定性的要求计算确定。杆件的应力比不宜超过 0.9。

（2）每个网架结构所选用的截面规格不宜过多，较小跨度时以 2～3 种为宜，较大跨度时不宜超过 6～9 种。对汽机房屋面网架而言，网架跨度在 24～36m 之间，网架的杆件规格控制在 5～8 种内为宜。

（3）对相同截面面积的杆件，优先选用薄壁截面，以增大其回转半径。

（4）管材可采用高频电焊钢管或无缝钢管。当杆件直径小于 159mm 时可采用高频焊管，直径不小于 159mm 时应采用无缝钢管。

5. 杆件构造要求

（1）网架杆件截面的最小尺寸应根据网架的跨度及网格大小确定。对汽机房屋面网架结构，当屋面为混凝土结构时，钢管规格不宜小于ϕ60×3.5；屋面为轻型结构时，钢管规格不宜小于ϕ48×3。

（2）网架结构杆件的分布应保证刚度的连续性，因此网架受力方向相邻的杆件其截面面积之比不宜超过 1.8 倍。

（3）对于低应力、小规格的受拉杆件，其长细比宜按受压杆件控制。这是由于低应力杆件截面较小，在制作、安装及活荷载分布影响等复杂工况下如果发生拉压反号，容易导致杆件弯曲。

（4）网架杆件在构造设计时，应考虑便于检查、清刷、油漆，避免有易于积留湿气或灰尘的死角与凹槽，钢管端部应封闭。

（二）球节点设计

网架结构的节点起着连接汇交杆件、传递内力的作用。同时由于网架结构的外荷载为节点荷载，节点也是网架与屋面结构、天棚吊顶、管道设备、悬挂吊车等荷载连接之处，起着传递荷载的作用。因此节点是网架结构的重要组成部分，节点设计也是网架设计的重要内容之一。

节点构造的好坏将直接影响网架的工作性能、安装质量及工程造价等。因此合理的节点设计必须受力合理、传力途径明确简捷、工作可靠，同时还应构造简单、加工和安装方便，且节约钢材。

网架结构的节点有焊接空心球节点、螺栓球节点、嵌入式毂节点、铸钢节点、销轴式节点等型式。对于连接圆钢管，工程上应用最广泛的是焊接空心球及螺栓球节点。尤其是螺栓球节点，其构造比较接近铰接计算模型，因此特别适用于双层空间网格结构中圆钢管杆件的节点连接，其缺点是不太适用于直径较大的球节点。对于汽机房网架而言，由于基本选择正放四角锥网架结构，属于双层平板网架，节点上汇集的杆件最多为 8 根，因此节点不会做得很大，一般选择构造最为符合计算假定，技术成熟、可靠，加工、制作、安装也较为方便、快捷的螺栓球节点。

螺栓球节点由钢球及高强度螺栓、套筒、封板或锥头、紧固螺钉等零配件组成。球体是锻压或锻造的

实心钢球，在钢球上按照网架杆件汇交的角度钻孔并车出螺扣。为了减小球的体积，在杆件两端各焊一个锥头或者封板，放入高强度螺栓，它的外端套上两侧揩油长槽的六角形套筒。拼装时，先将杆件端部的螺栓拧入螺栓球节点的螺栓孔中，然后在套筒长槽部位插入销子，拧转套筒时通过销子带动螺栓转动，使螺栓旋入球体，直到紧固为止。螺栓球节点的构造如图 8-68 所示。

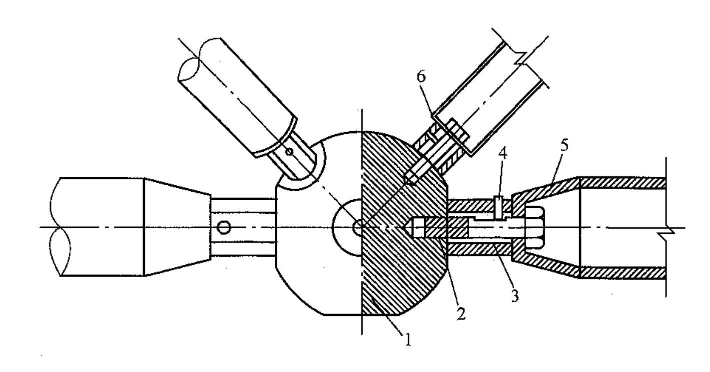


图 8-68　螺栓球节点

1—钢球；2—高强度螺栓；3—套筒；4—紧固螺钉；5—锥头；6—封板

用于制作螺栓球节点钢球、封板、锥头、套筒的材料可按表 8-23 的规定选用，并应符合相应标准的技术条件。产品质量应符合 JG/T 10《钢网架螺栓球节点》的规定。

表 8-23　　螺栓球节点零件推荐材料

零件名称	推荐材料	材料标准编号	备　注
钢球	45 号钢	GB 699《优质碳素结构钢技术条件》	毛坯钢球锻造成型
锥头或封板	Q235B 钢	GB 700《碳素结构钢》	钢号宜与杆件一致
	Q345B 钢	GB/T 1591《低合金高强度结构钢》	
套筒	Q235B 钢	GB 700	套筒内孔径为 13～34mm
	Q345B 钢	GB/T 1591	套筒内孔径为 37～65mm
	45 号钢	GB 699	
高强度螺栓	20MnTiB、40Cr、35CrMo	GB 3077《合金结构钢技术条件》	规格 M12～M24
	35VB、40Cr、35CrMo		规格 M27～M36
	35CrMo、40Cr		规格 M39～M64

1. 钢球

常用的钢球规格为 $\phi100$、$\phi120$、$\phi150$、$\phi180$、$\phi200$、$\phi220$、$\phi240$、$\phi260$、$\phi280$、$\phi300$。当钢球直径大于 300mm 时，不宜再采用螺栓球节点，而应采用焊接空心球节点。

钢球直径与螺栓的直径及螺栓伸入球体内的长度有关，应保证相邻螺栓伸入球体内不能相碰。根据钢球几何关系（见图 8-69），钢球直径 D 按式（8-49）及式（8-50）计算：

$$D \geqslant \sqrt{\left(\frac{d_s^b}{\sin\theta}+d_1^b\cot\theta+2\zeta d_1^b\right)^2+\lambda^2 d_1^{b^2}} \quad (8\text{-}49)$$

同时应满足套筒接触面的要求，并按下式核算：

$$D \geqslant \sqrt{\left(\frac{\lambda d_s^b}{\sin\theta}+\lambda d_1^b\cot\theta\right)^2+\lambda^2 d_1^{b^2}} \quad (8\text{-}50)$$

式中　D——钢球直径，mm；

θ——两相邻螺栓之间的最小夹角，(°)；

d_1^b——两相邻螺栓的较大直径，mm；

d_s^b——两相邻螺栓的较小直径，mm；

ζ——螺栓拧入球体长度与螺栓直径的比值，可取为 1.1；

λ——套筒外接圆直径与螺栓直径的比值，可取为 1.8。

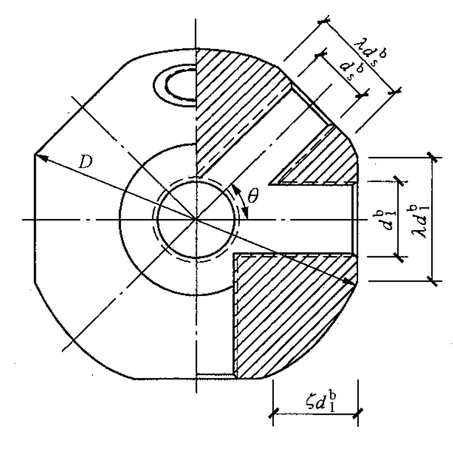


图 8-69　钢球几何关系图

2. 高强度螺栓

高强度螺栓应按照规格来选用不同的性能等级。对于 M12～M36 的高强度螺栓，其强度等级应按 10.9 级选用；对于 M39～M64 的高强度螺栓，其强度等级应按 9.8 级选用。螺栓的型式与尺寸应符合 GB/T

16939《钢网架螺栓球节点用高强度螺栓》的要求。

单个高强度螺栓的受拉承载力设计值按式（8-51）计算：

$$N_t^b \leqslant A_{eff} f_t^b \tag{8-51}$$

式中 A_{eff}——高强度螺栓的有效截面积，可按表8-24选取，当螺栓上钻有键槽或钻孔时，A_{eff}值取螺纹或键槽、钻孔处二者中的较小值，mm^2；

f_t^b——高强度螺栓经热处理后的抗拉强度设计值，10.9级高强度螺栓取430，9.8级高强度螺栓取385，N/mm^2。

表8-24 常用高强度螺栓有效截面面积 A_{eff} 及承载力设计值 N_t^b、螺距 p

性能等级	规格	A_{eff}（mm^2）	N_t^b（kN）	螺距 p（mm）
10.9级	M12	84	36.1	1.75
	M14	115	49.5	2
	M16	157	67.5	2
	M20	245	105.3	2.5
	M22	303	130.5	2.5
	M24	353	151.5	3
	M27	459	197.5	3
	M30	561	241.2	3.5
	M33	694	298.4	3.5
	M36	817	351.3	4
9.8级	M39	976	375.6	4
	M42	1120	431.5	4.5
	M45	1310	502.8	4.5
	M48	1470	567.1	5
	M52	1760	676.7	5
	M56×4	2144	825.4	4
	M60×4	2485	956.6	4
	M64×4	2851	1097.6	4

高强度螺栓的直径应根据杆件内力设计值的绝对值及单个高强度螺栓的受拉承载力来选用。

高强度螺栓的长度参照图8-70，按式（8-52）计算：

$$l = \zeta d + l_s + h \tag{8-52}$$

式中 ζd——螺栓伸入钢球的长度，d为螺栓直径，ζ一般取1.1，mm；

l_s——套筒长度，计算公式见套筒部分，mm；

h——锥头底板厚度或封板厚度，mm。

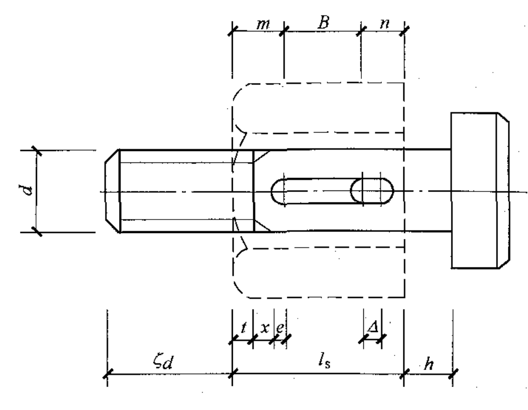


图8-70 高强螺栓及套筒几何关系图

3. 套筒

套筒的作用是拧紧高强度螺栓和承受钢管杆件传来的压力。套筒可按GB/T 16939的规定与高强度螺栓配套选用，但对于受压杆件，其套筒应根据被连接杆件的最大压力值验算其抗压承载力，以及端部有效截面的局部承载力。

套筒外形尺寸应符合扳手开口尺寸系列，端部要保持平整，内孔径一般比螺栓直径大1mm。套筒端部到开槽端部的距离应使该处有效截面抗剪力不低于销子（或螺钉）抗剪力，且不应小于1.5倍的开槽宽度B。

套筒长度l按式（8-53）计算：

$$l = B + m + n \tag{8-53}$$

$$B = \zeta d - K \tag{8-54}$$

式中 m——开槽端部紧固螺钉中心到套筒端部的距离，mm；

n——开槽端部紧固螺钉中心到套筒顶部的距离，mm；

K——螺栓露出套筒距离，预留4～5，且不应少于2个丝扣，mm。

4. 封板、锥头

杆件端部应采用锥头或者封板连接，锥头及封板连接示意如图8-71所示。一般而言，对于直径不小于76mm的杆件，采用锥头连接，而直径小于76mm的杆件采用封板连接。无论采用锥头还是封板连接，其连接焊缝承载力均应不低于连接钢管，焊缝底部宽度可根据连接钢管的壁厚取2～5mm。

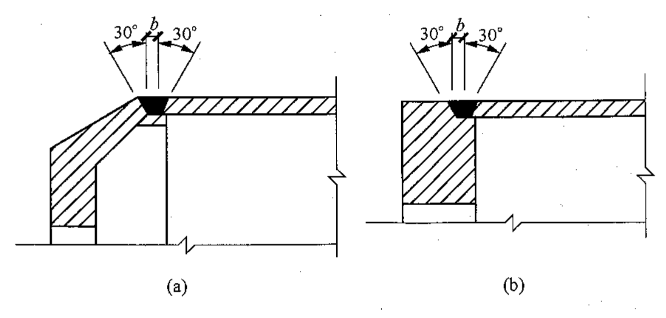


图8-71 锥头及封板连接示意图

（a）锥头连接；（b）封板连接

锥头任何截面的承载力均不应低于连接钢管。锥头底板外径宜较套筒外接圆直径大 1～2mm。锥头底板内平台直径宜比螺栓头直径大 2mm。

锥头底板厚度及封板厚度不应小于表 8-25 中的数值。

表 8-25　锥头底板及封板厚度最小值

高强度螺栓规格	封板/锥头底厚（mm）
M12、M14	12
M16	14
M20～M24	16
M27～M33	20
M36～M42	30
M45～M52	35
M56×4～M60×4	40
M64×4	45

5. 紧固螺钉

紧固螺钉一般采用高强度钢材，其直径一般可取高强度螺栓直径的 0.16～0.18 倍，且不宜小于 3mm。紧固螺钉规格可选用 M5～M10。

（三）支座节点设计

网架支座节点是特殊的网架节点。它的性质属于球节点，是网架结构的组成部分之一，但同时又是网架结构的支座，起着将网架结构支承于结构之上、将网架荷载传递到支撑结构的作用。因此网架支座节点除了应满足球节点设计的要求外，其构造型式还应传力可靠、连接简单，并使其尽量符合计算假定，以避免网架的实际内力及变形与计算值存在较大差异而影响结构安全。因此要求网架支座节点具有足够的强度和刚度，在荷载作用下不应先于杆件和其他节点而破坏，也不得产生不可忽略的变形。

1. 支座节点选型

网架支座节点根据其主要受力特点，分别可选用压力支座节点、拉力支座节点、可滑移与转动的弹性支座节点以及兼受轴力、弯矩与剪力的刚性支座节点。每一类节点都有多种构造型式，具体型式及适用条件可参见 JGJ 7。

对于汽机房网架结构而言，恒荷载及活荷载为其结构分析计算的主要控制荷载，因此支座型式不会用到拉力支座。同时由于网架结构一般均采用螺栓球节点，因此支座节点只传递杆件轴力，支座构造也不会采用刚性节点。因此本节只讨论汽机房网架结构可能用到的压力支座及弹性支座两个类别。

本节在“边界条件”中已经对于汽机房网架结构的支座约束条件做了计算模型的假定。该计算假定最大的特点是根据支撑结构自身的刚度来判断约束条件类型，即根据支撑结构在网架荷载传递过来之后产生的位移情况反过来判断网架支座的类型。在这种计算假定下，支座节点与支撑结构之间是不发生相对位移的，仅靠支座节点传递两个水平方向及竖向的荷载至支撑结构。因此，汽机房网架结构在绝大多数情况下就是选用最简单的支座构造——平板压力支座。平板压力支座依靠肋板及底板传递竖向荷载，依靠支座底板与基础的摩擦力及锚栓抗剪（水平力不应大于竖向压力的 40%，否则应设抗剪键）传递水平荷载。考虑到安装方便，一般采用带过渡板的平板压力支座，如图 8-72 所示。

如前文所述，由于汽机房 A 列柱及 B 列柱纵向均为多跨框架结构，纵向刚度是相当大的，因此在这种支座型式下，由于支座与支承柱之间是无法产生相对位移的，网架结构的纵向水平位移将无法得到释放，在温度应力影响较大的情况下，网架结构沿汽机房纵向越往两端其支座的纵向水平反力越大。在这种情况下，可以考虑将底板的螺栓孔开为椭圆形，沿汽机房纵向为长轴，允许网架支座与支撑结构在沿汽机房纵向发生相对位移。为了保证滑动效果，必要时可以在支座底板与支撑结构之间加橡胶垫板，成为橡胶滑动支座，如图 8-73 所示。

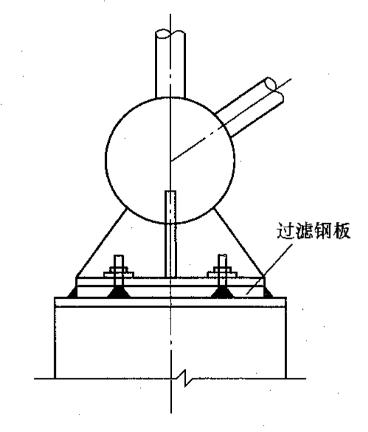


图 8-72　带过渡板的平板压力支座

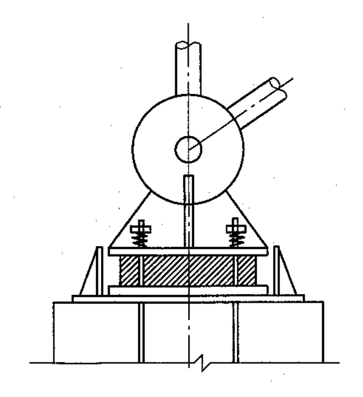


图 8-73　橡胶板式支座

2. 支座节点设计与构造

网架支座节点竖向支承肋板中心线应与竖向反力

作用线一致，并与支座节点连接的杆件汇交于节点中心；支座竖向支承肋板应保证其自由边不发生侧向屈曲，其厚度不宜小于10mm。

支座球节点底部至支座底板间的距离应满足支座斜腹杆与支承柱不相碰的要求。

支座底板的净面积应满足支撑结构材料的局部受压要求，其厚度应满足底板在支座竖向反力作用下的抗弯要求，且不宜小于20mm。

平板压力支座的锚栓应通过计算确定，同时按DL 5022考虑地震作用放大系数，一般情况下选用4个，不宜小于M24。锚栓原则上不考虑抗剪，水平力由支座底板与支撑结构之间的摩擦力及支座底板的抗剪键传递，但在实际情况中，建议考虑锚栓能承担竖向压力40%的水平力而不至于失效来设计。

支座节点竖向支承肋板与螺栓球节点焊接时，应在工厂内将螺栓球球体预热至150～200℃，以小直径焊条分层、对称施焊，并应保温缓慢冷却。

(四)杆件及节点设计流程

网架结构杆件及节点的设计计算顺序应该为杆件设计→节点设计，具体到螺栓球节点网架结构，则应该是杆件设计→高强螺栓→套筒锥头封板→钢球。使用网架通用计算程序进行杆件及节点设计的过程如下：

(1) 网架结构的整体满应力（以MSTCAD软件为例）设计。运行程序中的“满应力设计”选项，进行结构内力计算，并在控制应力的范围内进行杆件截面初步配置。

(2) 对称性杆件调整。采用双坡屋面的情况下，横向跨度方向为对称结构，而纵向根据实际布置确定是否对称。因此本条主要是考虑这种情况下整个网架结构的对称性，将杆件关于结构的对称轴进行对称处理（配置)。处理原则是将处于对称轴对称位置上的所有杆件均按程序配置的较大杆件截面进行配置，以保证调整完毕后的整个结构（包括杆件配置）均为对称。

(3)验算不调整的复核验算，即运行程序中的“验算不调整”选项，对（2）中调整后确定的采用新杆件截面的对称结构体进行验算，对出现超应力的杆件不进行调整，保留原配置。观察超应力出现的位置及判断出现超应力的原因，为后续优化设计提供依据。

(4) 验算并调整的优化。运行程序中的“验算并调整”选项，再次对（2）中调整后得出的对称体进行验算，并由程序自动对出现超应力的杆件进行调整，直到满足控制应力的要求为止。

(5) 多次重复步骤（2）～（4)，直到结构杆件配置完全对称且无超应力杆件出现为止。

(6) 高强螺栓设计与验算。设定配置参数，即可按要求让程序自动配置螺栓。考虑杆件的对称性，同时螺栓的配置原则要求一种杆件一种螺栓，因此螺栓的配置相应也是对称的。

(7) 螺栓球的设计验算。与高强螺栓类似，计算完毕后在对称结构的情况下需进行对称处理，将对称位置上的球节点型号统一，调整原则为对称位置上的所有杆件最终均按较大规格螺栓球进行配置。

(8) 计算结果查询。待上述分析计算全部完成后，可以通过MSTCAD的“显示”菜单观察计算结果，主要内容包括杆件内力、杆件应力、杆件位移、支座反力等详细项目。

(9) 图纸生成。待一切计算结果经判断无误后，可以直接利用软件的后处理功能生成图纸。可根据工程实际需求生成施工图或加工图。

四、网架安装

由于受汽机房布置的限制，汽机房屋面网架的安装方法与一般的屋面平板网架不尽相同。屋面网架结构安装的一大重要影响因素就是脚手架的搭设方式。汽机房内布置有汽轮发电机及部分辅机，汽轮发电机基座及辅机基础、汽机房运转层平台结构占据汽机房的大部分空间，因此汽机房屋面网架结构的脚手架从地面搭设的条件非常有限，这就是汽机房屋面网架结构安装的特殊性所在。

汽机房屋面网架常见的安装方法主要有以下几种：

(1) 分片吊装。分片吊装方法是根据吊装机具的吊装能力将网架结构分成几个单元，分别在地面拼装完成之后吊装就位，然后再将各单元连接在一起。该方法的优点是无需搭设脚手架，但是由于是对成片网架进行吊装，因此对吊装方案及过程控制要求较高。

网架单元吊装时，应对每个单元做施工工况下的验算。每个单元应有足够的刚度，并保证每个单元自身的几何不变性，否则应采取临时加固措施。

网架单元宜减少中间运输，最好是在施工场地拼装。如场地条件不允许确需运输，应采取措施防止网架单元变形。

(2) 移动平台高空安装。汽机房布置有行车，一般在屋面结构施工时，行车已经安装就位。于是可以利用行车作为脚手架搭设的生根平台，这也是最为常用有效的汽机房屋面网架安装方法。一般在行车本体上搭设脚手架，然后进行高空拼装。安装完一跨结构之后，利用行车移动至网架下一跨进行安装，以此类推。

汽机房屋面网架采用该安装方法时，应验算汽机房行车本体结构的承载力并复核轮压，从而复核吊车梁及A、B列柱的承载力。

(3) 固定平台滑移网架安装。当汽机房行车本体已经安装完毕但设备尚未调试完成，行车不能自由滑动时，只能利用行车作为固定平台搭设脚手架。这种

情况下一般采取在 A、B 列支座处结构顶面设置两条平行的滑轨，在固定平台上拼装好一跨之后将结构滑移至对应位置就位，直至各跨均安装完成。

滑轨轨面标高宜大于或等于支座设计标高。滑轨及专用支架应能抵抗滑移的水平力及竖向力。结构滑移时可采用卷扬机或电动葫芦牵引。

采用这种安装方法的设计注意事项与第（2）项相同。

（4）固定脚手架平台网架滑移安装。当汽机房行车不具备搭设脚手架的使用条件时，也可以采用在汽机房地面的有限空间内搭设固定脚手架，然后在汽机房网架结构支座所在的结构顶面设置滑轨的安装方法。这种安装方法与以汽机房行车作为固定平台的网架滑移安装方法类似，只是脚手架改为从地面生根，不利用汽机房行车。注意事项与第（2）项的情况相同。这种安装方法成本高，对汽机房内设备安装影响大，一般很少采用。

第五节　实腹钢梁结构及其屋面支撑

20 世纪 90 年代以来，随着轻质屋面建筑材料（如金属压型钢板等）在我国的不断推广，轻钢技术日新月异，汽机房屋面采用实腹钢梁结构应运而生。DL 5022—2012 第 4.4.3 条列有以下内容："汽机房屋盖宜采用压型钢板加保温防水层或自防水复合压型钢板的轻型有檩体系屋盖，也可采用钢桁架、压型钢板底模轻质钢筋混凝土现浇板有檩体系屋盖；采用钢桁架有檩体系屋盖或空间网架结构时，屋面板可采用小型预制板结构；屋面梁采用实腹钢梁时，屋面宜采用压型钢板轻型结构。"因此，本手册在讨论实腹钢梁结构时，其配套的屋面限定为"压型钢板轻屋面"。

一、实腹钢梁的设计

（一）实腹钢梁的型式、特点及几何尺寸

实腹钢梁，顾名思义就是腹板为实心的钢梁，这是为区别屋架结构或网架结构而得出的称谓。

1. 实腹钢梁的型式

（1）外形上的区分：根据截面变化情况，一般分为等截面钢梁和变截面钢梁。变截面钢梁以线性渐变的方式改变梁高为主，改变梁宽或腹板、翼缘板的厚度为辅。

（2）支座型式上的区分：一般可分为简支实腹钢梁和刚接实腹钢梁。

2. 实腹钢梁的特点

（1）可采用变截面。根据屋面钢梁的弯矩包络图，实时线性改变钢梁的外形（主要是改变梁高），以满足不断变化的截面弯矩，确保钢梁的大部分截面保持大致相近的应力比，尽可能发挥截面的力学性能，从而优化屋面钢梁的用钢量。

（2）钢梁的侧向刚度用隅撑来保证，由于隅撑用料很少，其间距可以做得较小，因而钢梁构件的翼缘宽度也可做小，而腹板高厚比可加大，从而进一步节省材料。

（3）允许实腹钢梁腹板失稳，利用腹板屈曲后强度，按有效宽度理论和拉力场理论进行受弯和受剪计算。腹板高厚比可放得较大，使腹板厚度显著减薄，加之屋面很轻，非常有利于抗震设计。

3. 实腹钢梁的截面尺寸

屋面实腹钢梁的截面尺寸控制见表 8-26。

表 8-26　屋面实腹钢梁截面尺寸控制表

支座型式	梁宽（mm）	支座梁高	跨中梁高	反弯点处梁高	反弯点的大致位置
简支	250～400	$\left(\frac{1}{50}\sim\frac{1}{40}\right)l$	$\left(\frac{1}{30}\sim\frac{1}{25}\right)l$	$\left(\frac{1}{50}\sim\frac{1}{40}\right)l$	支座
刚接	250～400	$\left(\frac{1}{30}\sim\frac{1}{25}\right)l$	$\left(\frac{1}{30}\sim\frac{1}{25}\right)l$	$\left(\frac{1}{50}\sim\frac{1}{40}\right)l$	支座与跨中之间

注　l 为梁的跨度。

（二）实腹钢梁的截面设计

工字形截面受弯构件中，腹板主要抗剪，翼缘主要抗弯。增大腹板的高度，可使翼缘的抗弯能力发挥更充分。如在增大腹板高度的同时厚度也相应增大，则腹板耗钢量过多，反而不经济。因而不过多增大腹板厚度而充分利用板件屈曲后的强度才是较合理的思路。

1. 板件最大宽厚比和屈曲后强度利用

（1）板件最大宽厚比。

$$\frac{b}{t}\leqslant 15\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{8-55}$$

$$\frac{h_0}{t_w}\leqslant 250\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{8-56}$$

式中　b——焊接构件的腹板边到翼缘边的距离，mm；

t——焊接构件的翼缘厚度，mm；

h_0——腹板的计算高度，对变截面梁腹板取腹板平均高度，mm；

t_w——腹板的厚度，mm；

f_y——钢材的屈服强度，N/mm²。

（2）板件屈曲后强度利用。工字形截面构件腹板的受剪板幅，当腹板高度变化不超过 60mm/m 时可考虑屈曲后强度，其抗剪承载力设计值按下式计算：

$$V_d = h_w t_w f_v' \tag{8-57}$$

当$\lambda_w \leqslant 0.8$时：

$$f_v' = f_v \tag{8-58}$$

当$0.8 < \lambda_w < 1.4$时：

$$f_v' = [1 - 0.64(\lambda_w - 0.8)] f_v \tag{8-59}$$

当$\lambda_w \geqslant 1.4$时：

$$f_v' = (1 - 0.275\lambda_w) f_v \tag{8-60}$$

$$\lambda_w = \frac{h_w / t_w}{37\sqrt{k_\tau}\sqrt{235/f_y}} \tag{8-61}$$

当仅有支座加劲肋时：

$$k_\tau = 5.34 \tag{8-62}$$

当有支座加劲肋和中间加劲肋时：

当$a/h_w < 1$时：

$$k_\tau = 4 + 5.34(h_w / a)^2 \tag{8-63}$$

当$a/h_w \geqslant 1$时：

$$k_\tau = 4 + 4(h_w / a)^2 \tag{8-64}$$

式中 f_v——钢材抗剪强度设计值，N/mm²；

h_w——腹板的高度，对变截面梁腹板取板幅平均高度，mm；

λ_w——参数，见式（8-61）；

f_v'——腹板屈曲后抗剪强度设计值，N/mm²；

k_τ——受剪板件的凸曲系数；

a——加劲肋间距，当利用腹板屈曲后抗剪强度时，横向加劲肋间距 a 宜为（1～2）h_w。

（3）腹板的有效宽度。工字形截面腹板在考虑屈曲强度后，应按有效截面宽度计算截面特性，腹板的有效宽度分布见图 8-74。

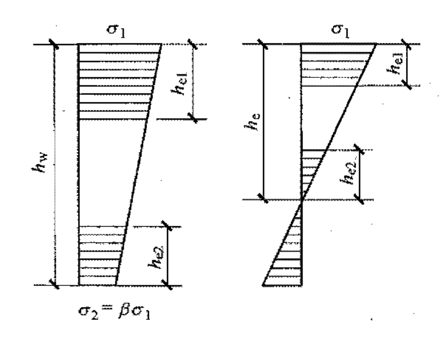


图 8-74 腹板有效宽度的分布

1）腹板有效宽度分布规则。

当截面全部受压，即 $0 < \beta < 1$ 时：

$$h_{e1} = h_e(5 - \beta) \tag{8-65}$$

$$h_{e2} = h_e - h_{e1} \tag{8-66}$$

当截面部分受压，即 $-1 < \beta < 0$ 时：

$$h_{e1} = 0.4h_e \tag{8-67}$$

$$h_{e2} = 0.6h_e \tag{8-68}$$

2）腹板有效宽度取值。

当截面全部受压时：

$$h_e = \rho h_w \tag{8-69}$$

当截面部分受压时，受拉区全部有效，受压区有效宽度为：

$$h_e = \rho h_c \tag{8-70}$$

式中 h_e——腹板受压区宽度，mm；

ρ——有效宽度系数。

当 $\lambda_p \leqslant 0.8$ 时：

$$\rho = 1 \tag{8-71}$$

当 $0.8 < \lambda_p < 1.2$ 时：

$$\rho = 1 - 0.9(\lambda_p - 0.8) \tag{8-72}$$

当 $\lambda_p \geqslant 1.2$ 时：

$$\rho = 0.64 - 0.24(\lambda_p - 1.2) \tag{8-73}$$

$$\lambda_p = \frac{h_w / t_w}{28.1\sqrt{k_\tau}\sqrt{235/f_y}} \tag{8-74}$$

$$k_\tau = \frac{16}{[(1+\beta)^2 + 0.122(1-\beta)^2]^{0.5} + (1+\beta)} \tag{8-75}$$

式中 k_τ——受压腹板的凸曲系数。

（4）腹板的强度计算。

1）工字形截面受弯构件在剪力 V 和弯矩 M 共同作用下的强度，应符合下列要求：

当 $V \leqslant 0.5V_d$ 时：

$$M \leqslant M_e \tag{8-76}$$

当 $0.5V_d < V \leqslant V_d$ 时：

$$M \leqslant M_f + (M_e - M_f)\left[1 - \left(\frac{V}{0.5V_d} - 1\right)^2\right] \tag{8-77}$$

当截面为双轴对称时：

$$M_f = A_f(h_w + t)f \tag{8-78}$$

式中 M_f——两翼缘所承担的弯矩，N·mm；

M_e——构件有效截面所承担的弯矩，$M_e = W_e f$，N·mm；

W_e——构件有效截面最大受压纤维的截面模量，mm³；

A_f——构件翼缘的截面面积，mm²；

V_d——腹板抗剪承载力设计值，按式（8-57）计算。

2）工字形截面压弯构件在剪力 V、弯矩 M 和轴

压力 N 共同作用下的强度，应符合下列要求：

当 $V \leqslant 0.5V_d$ 时：

$$M \leqslant M_e^N = M_e - NW_e / A_e \qquad (8\text{-}79)$$

当 $0.5V_d < V \leqslant V_d$ 时：

$$M \leqslant M_f^N + (M_e^N - M_f^N)\left[1-\left(\frac{V}{0.5V_d}-1\right)^2\right] \qquad (8\text{-}80)$$

当截面为双轴对称时：

$$M_f^N = A_f(h_w + t)\left(f - \frac{N}{2A_f}\right) \qquad (8\text{-}81)$$

式中 M_f^N ——兼承压力 N 时两翼缘所承担的弯矩，N·mm；

A_e ——有效截面面积，mm^2。

2. 腹板加劲肋的设置

梁腹板应在与支座连接处、较大集中荷载作用处和翼缘转折处设置横向加劲肋。同时，当利用腹板屈曲后抗剪强度时，横向加劲肋间距 a 宜为（1～2）h_w（h_w 为梁腹板高度）。

梁腹板利用屈曲后强度时，其中间加劲肋除了承受集中荷载和翼缘转折产生的压力外，还承受拉力场产生的压力，复核加劲肋和两侧腹板的稳定性。

$$N_s = V - 0.9h_w t_w \tau_{cr} \qquad (8\text{-}82)$$

式中 N_s ——拉力场产生的压力，N；

τ_{cr} ——利用压力场时腹板的屈曲剪应力。

当 $0.8 \leqslant \lambda_w \leqslant 1.25$ 时：

$$\tau_{cr} = [1 - 0.8(\lambda_w - 0.8)]f_v \qquad (8\text{-}83)$$

当 $\lambda_w > 1.25$ 时：

$$\tau_{cr} = f_v / \lambda_w^2 \qquad (8\text{-}84)$$

式中 λ_w ——参数，见式（8-61）。

当验算加劲肋的稳定性时，其截面应包括每侧 $15t_w\sqrt{235/f_y}$ 宽度范围内的腹板面积，计算长度取 h_w。

3. 实腹钢梁的设计

（1）实腹钢梁在平面内和平面外均应按压弯构件计算强度和稳定性。

（2）实腹刚梁的平面外计算长度，应取侧向支承点间的距离；当横梁两翼缘侧向支承点间的距离不等时，应取最大受压翼缘侧向支承点间的距离；通常屋面次梁或檩条均可视为实腹钢梁上翼缘的侧向支承点。

（3）当屋面风荷载较大，导致实腹刚架下翼缘受压时，必须在受压翼缘的两侧布置隅撑（端部仅布置在一侧）作为横梁的侧向支承；隅撑的另一端连接在檩条上（见图 8-75）。一般可沿次梁或檩条的位置隔挡布置隅撑，此时实腹刚梁的平面外计算长度可取隅撑的最大间距。

（4）当横梁上翼缘承受集中荷载处不设横向加劲肋时，除应按 GB 50017 的规定验算腹板上边缘的正应力、剪应力和局部应力作用时的折算应力外，还要满足下列要求：

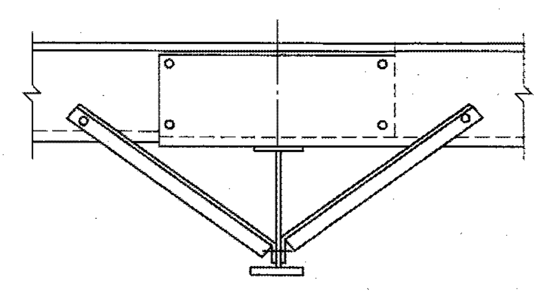


图 8-75 隅撑的连接

$$F \leqslant 15\sqrt{\frac{t_f 235}{t_w f_y}}\, t_w^2 \alpha_m f \qquad (8\text{-}85)$$

$$\alpha_m = 1.5 - M/(W_e f) \qquad (8\text{-}86)$$

式中 F ——上翼缘所受的集中荷载，N；

t_f、t_w ——横梁翼缘和腹板的厚度，mm；

α_m ——参数，$\alpha_m \leqslant 1.0$ 时，在横梁负弯矩区取零；

M ——集中荷载作用处的弯矩，N·mm；

W_e ——有效截面最大受压纤维的截面模量，mm^3。

（5）横梁不需计算整体稳定的侧向支承点间最大长度，可取横梁受压翼缘宽度的 $16\sqrt{235/f_y}$ 倍。

4. 隅撑的设计

（1）隅撑的布置应根据实腹钢梁的平面外计算长度来确定，一般取屋面檩条间距的 2 倍且不超过 3000mm 为宜。对于非边跨（中间跨）的实腹钢梁，其隅撑一般均是成对布置。

（2）隅撑应按轴心受压构件设计，轴压力按下式计算：

$$N = \frac{Af}{85\cos\theta}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \qquad (8\text{-}87)$$

式中 A ——实腹式横梁被支承翼缘的截面面积，mm^2；

f ——实腹式横梁钢材的强度设计值，N/mm^2；

f_y ——实腹式横梁钢材的屈服强度，N/mm^2；

θ ——隅撑与檩条轴线间的夹角，(°)。

当隅撑成对布置时，每根隅撑的计算轴压力取按式（8-87）计算所得值的 1/2。

（3）隅撑宜采用单角钢制作。隅撑可连接在刚架构件下（内）翼缘附近的腹板上，也可连接在下（内）翼缘上。通常采用单个螺栓连接，计算时应考虑单角钢连接的折减系数。

（三）实腹钢梁连接节点和计算

1. 横梁和柱的固结连接及横梁拼接

实腹钢梁与柱的连接，可采用端板竖放[见图 8-76

(a)]、端板平放[见图 8-76(b)]和端板斜放[见图 8-76(c)]三种型式。横梁拼接时宜使端板与构件外缘垂直[见图 8-76(d)]。端板及其连接节点应符合下列规定:

(1)端板连接应按所受最大内力设计。当内力较小时,应按能够承受不小于较小被连接截面承载力的 1/2 设计。

(2)构件连接宜采用高强度螺栓,可采用承压型或摩擦型连接。当为端板连接且只受轴向力和弯矩,或剪力小于其实际抗滑移承载力(按抗滑移系数为 0.3 计算)时,宜采用高强度承压型螺栓连接。高强度螺栓直径可根据需要选用,通常采用 M22～M24 螺栓。

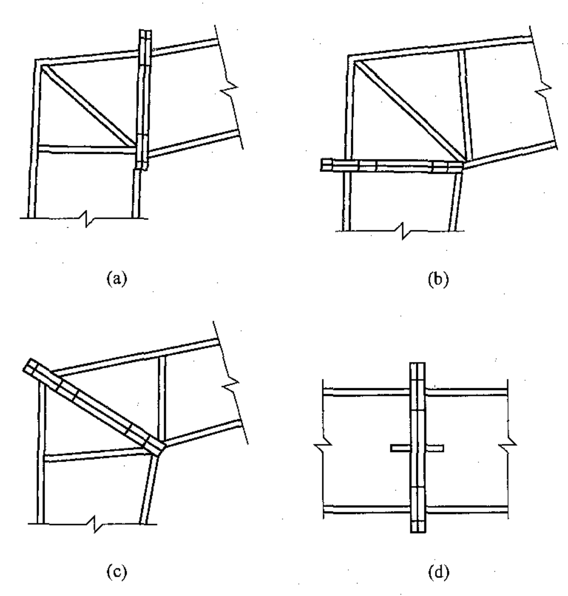


图 8-76　实腹钢梁与柱的连接及钢梁中间的拼接
(a)端板竖放;(b)端板平放;(c)端板斜放;
(d)横梁拼接

(3)端板连接螺栓应成对对称布置。在受拉翼缘和受压翼缘的内外两侧均应设置,并宜使每个翼缘的螺栓群中心与翼缘的中心重合或接近。为此,应采用将端板伸出截面高度范围以外的外伸式连接。

(4)螺栓中心至翼缘板表面的距离应满足拧紧螺栓时的施工要求,且不宜小于 35mm。螺栓端距不应小于 2 倍的螺栓孔径。

(5)在受压翼缘的螺栓不宜少于两排。当受拉翼缘两侧各设一排螺栓尚不能满足承载力要求时,可在翼缘内侧增设螺栓见图 8-77、图 8-78,其间距可取 75mm,且不小于 3 倍螺栓孔径。

(6)与实腹钢梁端板连接的柱翼缘部分应与端板等厚度(见图 8-77)。当端板上两对螺栓间的最大距离大于 400mm 时,应在端板的中部增设一对螺栓。

(7)同时受拉和受剪的螺栓,应验算螺栓在拉剪共同作用下的强度。

(8)端板的厚度可根据支承条件(见图 8-78)按下列公式计算,但不宜小于 20mm。

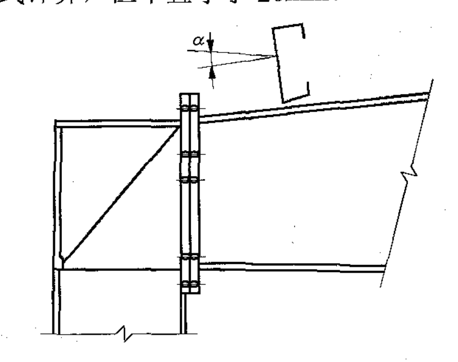


图 8-77　端板竖放时的构造

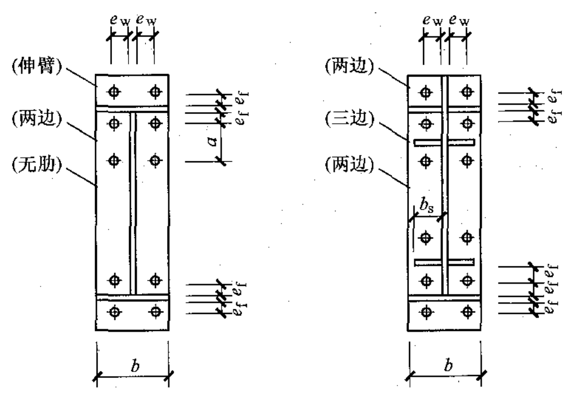


图 8-78　端板支承构造

1)伸臂类端板:

$$t \geqslant \sqrt{\frac{6e_f N_t}{bf}} \tag{8-88}$$

2)无加劲肋端板:

$$t \geqslant \sqrt{\frac{6e_w N_t}{(0.5a+e_w)f}} \tag{8-89}$$

3)两端支承端板:

两端板外伸时:

$$t \geqslant \sqrt{\frac{6e_f e_w N_t}{[e_w b+2e_f(e_f+e_w)]f}} \tag{8-90a}$$

两端板平齐时:

$$t \geqslant \sqrt{\frac{12e_f e_w N_t}{[e_w b+4e_f(e_f+e_w)]f}} \tag{8-90b}$$

4)三边支承端板:

$$t \geqslant \sqrt{\frac{6e_f e_w N_t}{[e_w(b+2b_s)+4e_f^2]f}} \tag{8-91}$$

式中　N_t——一个高强度螺栓的拉力设计值,N;

e_w、e_f——螺栓中心至腹板和翼缘板表面的距离,mm;

b、b_s——端板和加劲肋板的宽度,mm;

a——螺栓的间距,mm;

f——端板钢材的抗拉强度设计值,N/mm²。

(9)翼缘与端板的连接应采用全熔透对接焊缝,腹板与端板的连接应采用角焊缝,坡口型式应符合 GB 985

《手工电弧焊焊接接头的基本型式与尺寸》的规定。在端板设置螺栓处，应按下列公式验算构件腹板的强度：

当 $N_{12} \leqslant 0.4P$ 时：

$$\frac{0.4P}{e_w t_w} \leqslant f \tag{8-92}$$

当 $N_{12} > 0.4P$ 时：

$$\frac{N_{12}}{e_w t_w} \leqslant f \tag{8-93}$$

式中 N_{12} ——翼缘内第二排一个螺栓的轴心拉力设计值，N；

P ——高强度螺栓的预拉力，N；

e_w ——螺栓中心至腹板表面的距离，mm；

t_w ——腹板的厚度，mm；

f ——腹板钢材的抗拉强度设计值，N/mm^2。

当不满足式（8-92）、式（8-93）的要求时，可设置腹板加劲肋或局部加厚腹板。

2. 横梁和柱的铰接连接

该部分可参考钢桁架与柱的铰接连接，此处不再展开赘述。

3. 梁柱节点域

在实腹钢梁横梁与柱相交的节点域，应按式（8-94）、式（8-95）验算剪应力：

$$\tau \leqslant f_v \tag{8-94}$$

$$\tau = \frac{\zeta M}{d_b d_c t_c} \tag{8-95}$$

式中 f_v ——节点域柱腹板钢材的抗剪强度设计值，N/mm^2；

ζ ——剪应力分布不均匀系数，按弹性设计时为 1.0（见 CECS 102《门式刚架轻型房屋技术规程》），按塑性设计时为 0.75（见 GB 50017）；

M ——节点承受的弯矩，N·mm；

d_b ——横梁端部高度或节点域高度，mm；

d_c、t_c ——节点域柱腹板的高度和厚度，mm。

二、实腹钢梁屋面支撑设计

汽机房采用实腹钢梁屋面是轻钢结构体系引入电厂建筑的产物。但因电厂建筑的重要性和自身特点，如屋面的高度、行车的吨位等，早已超越了轻钢结构相关规范的设计范畴，所以在设计汽机房实腹钢梁屋面结构时，不宜将轻钢结构的所有“轻”的做法全盘引进，譬如轻钢结构的“带张紧装置的圆钢交叉支撑体系”就不适合如此重要的电厂汽机房屋面。

（一）实腹钢梁屋面支撑布置原则

与钢桁架屋面支撑体系相比，由于实腹钢梁屋面不存在所谓的“上弦平面”和“下弦平面”，因此其屋面支撑体系要简单得多，其主要布置原则如下：

（1）屋面上翼缘横向水平支撑和系杆的布置原则可完全参照钢桁架屋面的设置。但需注意，在实腹钢梁转折处（单跨房屋山墙柱顶和屋脊等处）应沿房屋全长设置刚性系杆。刚性系杆可由檩条兼作，此时檩条应满足对压弯杆件的刚度和承载力要求。当不满足时，可在实腹钢梁间设置钢管、H 型钢或其他截面的刚性系杆。

（2）在屋面梁端部与系杆间设置隅撑来代替垂直支撑。隅撑的间距不得大于相应受压翼缘宽度的 $16\sqrt{235/f_y}$ 倍，也不宜大于 3m。如斜梁下翼缘受压区因故不设置隅撑，隅撑可连接在实腹钢梁下（内）翼缘附近的腹板上；若采用双层屋面板也应设置隅撑。隅撑与刚架构件腹板的夹角不宜小于 45°。隅撑应按压杆计算。

（3）实腹钢梁屋面支撑截面型式建议采用钢管、T 型钢、H 型钢、单角钢等刚性杆件，不建议采用双角钢杆件（因肢背间隙内无法后续防腐）和其他柔性杆件（如带张紧装置的十字交叉圆钢等），支撑的夹角应在 30°～60°范围内，宜接近 45°。

（4）抗震设防烈度在 8 度及以上区域，当采用铰接实腹屋面钢梁且梁端高度不小于 1200mm 时，应在屋面梁两端增设纵向水平支撑，且与横向水平支撑形成封闭布置。

（二）实腹钢梁屋面支撑的节点计算

（1）实腹钢梁屋面结构中的交叉支撑可按拉杆设计，非交叉支撑中的受压杆件及刚性系杆应按压杆设计。

（2）实腹钢梁上横向水平支撑的内力应根据纵向风荷载按支承于柱顶的水平桁架计算，对于交叉支撑可不计压杆的受力。

（3）支撑构件受拉或受压时，应按 GB 50017 或 GB 50018《冷弯薄壁型钢结构技术规范》关于轴心受拉或轴心受压构件的规定计算。

三、实腹钢梁屋面支撑布置实例

图 8-79 所示为某 600MW 机组屋面支撑布置实例，该电厂主厂房是现浇钢筋混凝土框架结构体系，屋面实腹钢梁与柱采用铰接连接，屋面钢梁上铺带保温棉的单层彩钢板，抗震设计按 7 度设防。该屋面支撑布置应考虑以下几点：

（1）由于抗震设计按 7 度设防，因此实腹钢梁上翼缘平面不设纵向支撑，仅在厂房（或温度伸缩缝区段）两端及中间位置设置了横向支撑 SC1，以确保实腹钢梁平面外的稳定；此时须尽量确保 SC1 的平面位置与柱间支撑处于同一开间；考虑到山墙抗风柱与实腹钢梁下翼缘的连接节点不影响钢梁上翼缘布置 SC1 的需要，因此横向支撑未考虑缩进一档。

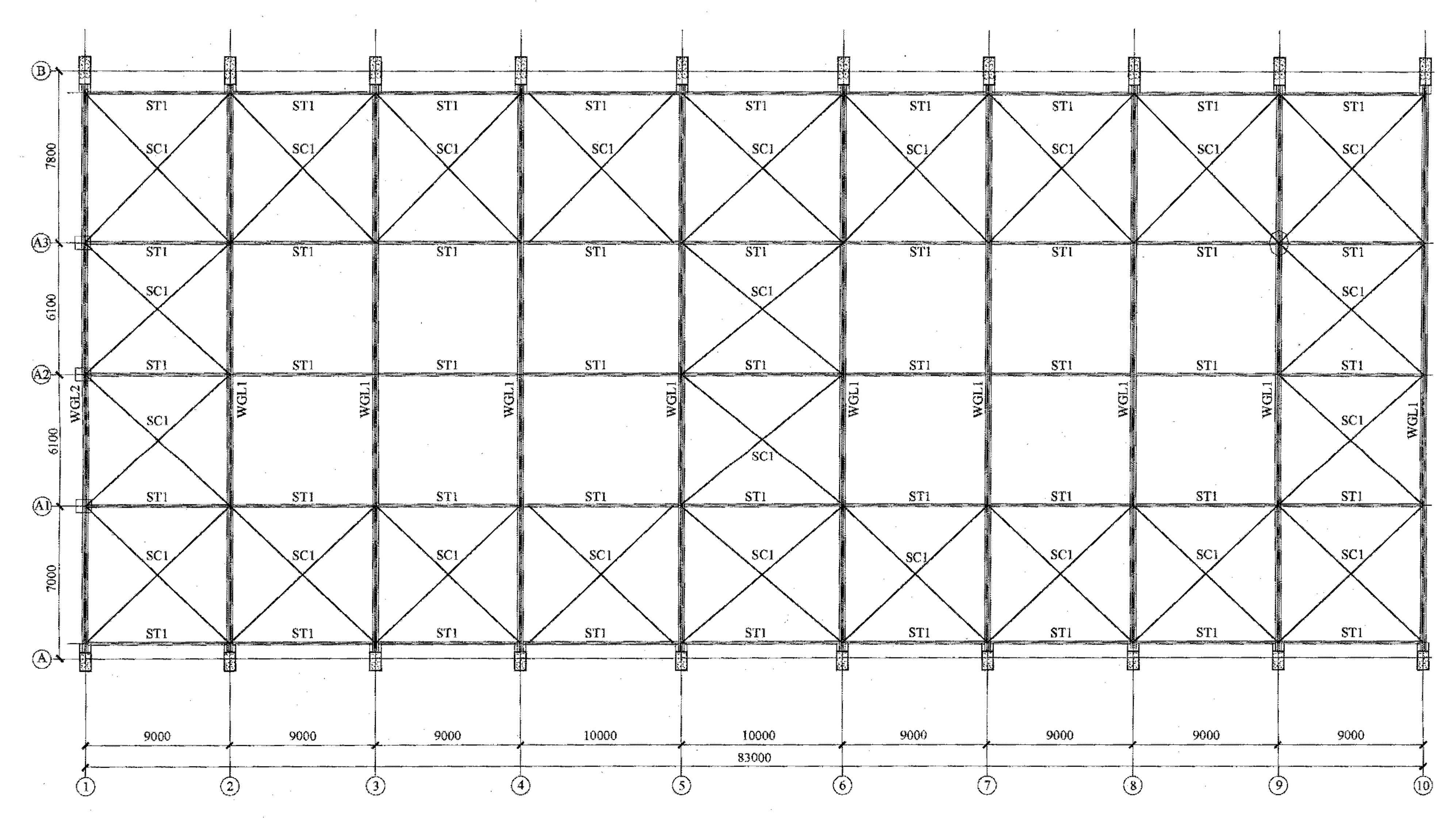


图 8-79　某 600MW 机组汽实腹钢梁机房屋面支撑布置实例

（2）不设竖向支撑，仅在实腹钢梁上从支座端到屋脊每隔 3m 设置隅撑。

（3）刚性系杆 ST1 需设置在传递侧向力的关键路径上，如两个支座端（A、B 柱轴线）主要传递吊车纵向刹车力，三根抗风柱（A1、A2、A3 柱轴线）主要传递山墙风荷载，均需设置刚性系杆。

第六节　屋面板及檩条设计

一、重型屋面板及支承钢次梁的设计

汽机房重型屋面板可选用现浇钢筋混凝土板、预应力钢筋混凝土预制空心板、预制钢筋混凝土双（单）T 型板、单/双层压型钢板、夹芯板、轻骨架膨石轻型板、发泡水泥复合板（太空板）等，目前实际工程运用最广泛的是现浇钢筋混凝土屋面板（带压型钢板底模）和单/双层压型钢板屋面。

（一）现浇钢筋混凝土屋面板（带压型钢板底模）

现浇钢筋混凝土屋面板是指在屋面主、次钢梁上现浇的钢筋混凝土板（见图 8-80）。

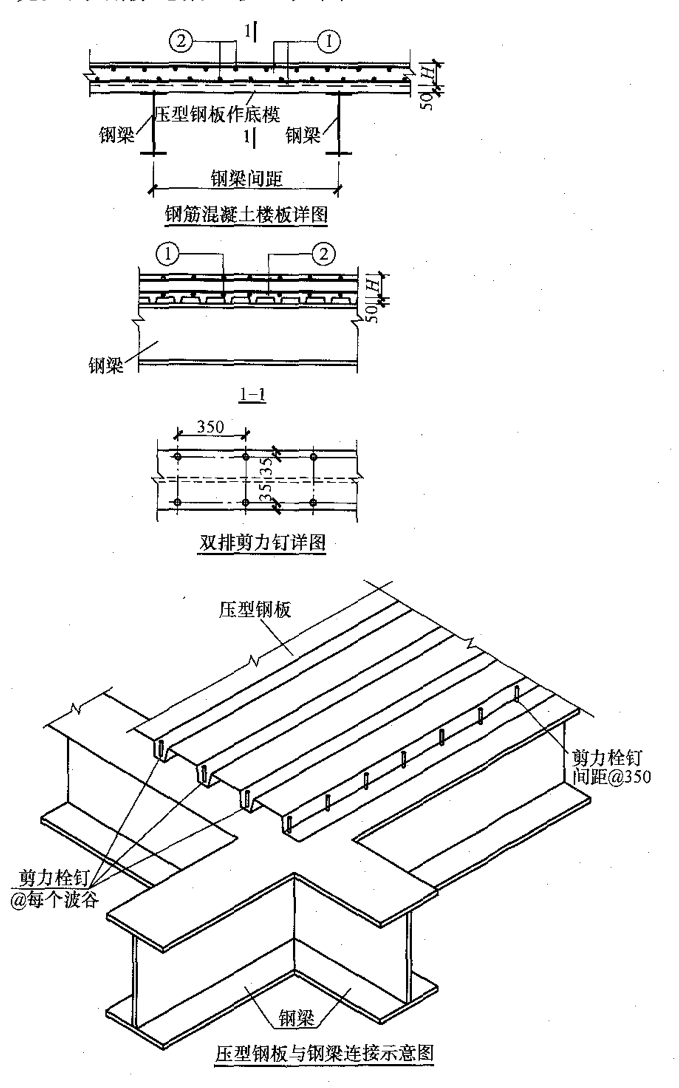


图 8-80　带压型钢板底模现浇钢筋混凝土屋面板构造

由于汽机房屋面跨度和层高均接近 30m 左右，跨度大，中间空旷，且汽机房屋面下就是运转层，电厂建设期间施工交叉作业多，施工工期也不允许施工单位采用满堂搭设脚手架进行立模作业的传统施工方式，因此一般就在钢梁上直接铺设压型钢板作为底模，在其上浇筑钢筋混凝土屋面板。

根据底模压型钢板是否参与屋面板的受力计算，带底模的现浇钢筋混凝土屋面板又分为非组合屋面板和组合屋面板两种型式。

1. 非组合屋面板

非组合屋面板具有以下特点：

（1）在使用阶段，压型钢板底模不代替受力钢筋发挥作用，属于非受力钢板，屋面板仅按常规的钢筋混凝土板进行设计。

（2）在施工阶段，压型钢板作为现浇钢筋混凝土的模板，不但须满足强度要求，能够承受屋面湿混凝土的自重及施工活荷载，还要能满足变形要求，即上述施工荷载产生的变形满足施工要求。

（3）由于压型钢板使用阶段不参与受力，因此该压型钢板不需要外涂防火涂料，但需考虑防腐蚀要求，一般选用具有防锈功能的镀锌板或镀铝锌板。

（4）压型钢板与钢梁的连接主要依靠圆柱栓钉。施工阶段可依靠压型钢板与钢梁的可靠连接，以保证钢梁整体稳定性及施工安全；使用阶段可与现浇楼板一起紧密结合，传递楼层水平力。

2. 组合屋面板

组合屋面板具有以下特点：

（1）在使用阶段，压型钢板底模代替部分或全部受力钢筋发挥作用，大量减少了钢筋在现浇板中的用量。

（2）由于压型钢板的几何形状决定了组合楼板具有较大的刚度，大量减少了受拉区混凝土的用量，同时也减轻了混凝土板的自重，对结构抗震极其有利。

（3）在施工阶段，压型钢板作为现浇钢筋混凝土的模板，必须能承受屋面湿混凝土的自重及施工活荷载（取 $2.0kN/m^2$），并且上述施工荷载产生的变形（跨度的 1/200）须满足施工要求。

（4）由于压型钢板在使用阶段参与受力，因此该压型钢板的板底需要外涂防火涂料，一般选用镀锌量不多的压型钢板即可。

（5）压型钢板与钢梁的连接主要依靠圆柱栓钉。施工阶段可依靠压型钢板与钢梁的可靠连接，以保证钢梁整体稳定性及施工安全；使用阶段可与现浇楼板一起紧密结合，传递楼层水平力和压型钢板代替钢筋所带来的张拉力。

3. 非组合屋面板及组合屋面板的设计计算

（1）非组合屋面板及组合屋面板的承载力和变形

验算。

1）不加临时支撑时，压型钢板的受弯承载力应满足下式要求：

$$M \leqslant fW_x \tag{8-96}$$

$$W_{xc} = \frac{I_a}{x_c} \qquad W_{xl} = \frac{I_a}{(h_s - x_c)} \tag{8-97}$$

式中 M——压型钢板沿顺肋方向一个波宽的弯矩设计值，N·mm；

f——压型钢板的钢材强度设计值，N/mm²；

W_x——压型钢板的截面模量，取受压边的 W_{xc} 与受拉边的 W_{xl} 中的较小值，mm³；

I_a——一个波宽内对压型钢板形心的惯性矩，mm⁴；

x_c——压型钢板由受压翼缘至形心的距离，mm；

h_s——压型钢板截面总高度，mm。

2）不加临时支撑时，压型钢板的变形验算应满足下式要求：

$$\delta = \frac{5q_1 l^4}{384E_1 I_1} \leqslant [\delta] = l/200 \tag{8-98}$$

式中 q_1——压型钢板上钢筋混凝土自重及施工荷载产生的线荷载，N/mm；

l——压型钢板的跨度，mm；

E_1——钢材的弹性模量，N/mm²；

I_1——压型钢板对形心的惯性矩，mm⁴。

（2）非组合屋面板的配筋计算。非组合屋面板设计时，可忽略压型钢板对承载力的贡献，只需按钢筋混凝土单向板的计算公式进行配筋计算和变形验算。

$$M = \frac{q_2 l^2}{8} \tag{8-99}$$

$$\delta = \frac{5q_2 l^4}{384E_2 I_2} \leqslant [\delta] = l/200 \tag{8-100}$$

式中 q_2——压型钢板及钢筋混凝土板自重及运行阶段活荷载产生的线荷载，N/mm；

l——压型钢板的跨度，mm；

E_2——钢筋混凝土的弹性模量，N/mm²；

I_2——钢筋混凝土板对形心的惯性矩，mm⁴。

（3）组合屋面板的使用阶段的计算。兼作底模的组合型压型钢板，除了满足上述对底模的施工要求外，还需满足组合屋面板的设计要求，其选用、计算和构造要求详见 CECS 273《组合楼板设计与施工规范》。因压型钢板组合屋面板很少在电厂屋面板中采用，故本手册不再赘述。

（二）屋面支承钢次梁的设计

1. 钢次梁的截面设计

屋面钢次梁可视为两端铰接于屋面主结构（桁架上弦杆或实腹钢梁）的简支梁，结构设计需考虑其强度、稳定、变形验算。

强度验算：

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} \leqslant f \tag{8-101}$$

$$\tau = \frac{V_{max} S}{It} \leqslant f_v \tag{8-102}$$

稳定验算：

$$\sigma = \frac{M_{max}}{\phi W} \leqslant f \tag{8-103}$$

变形验算：

$$\delta = \frac{5ql^4}{384EI} \leqslant [\delta] = l/250 \tag{8-104}$$

式中 σ——钢次梁最大正应力，N/mm²；

τ——钢次梁最大剪应力，N/mm²；

δ——钢次梁跨中最大位移，mm；

M_{max}——钢次梁跨中最大弯矩，N/mm；

V_{max}——钢次梁最大剪力，N；

W——钢次梁对主轴 x 轴的截面模量，mm³；

I——钢次梁对主轴 x 轴的惯性矩，mm⁴；

S——计算剪应力处以上截面对中和轴的面积矩，mm³；

t——钢次梁腹板厚度，mm；

ϕ——受弯构件的整体稳定系数；

f——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值，N/mm²；

f_v——钢材的抗剪强度设计值，N/mm²；

E——钢材的弹性模量，N/mm²。

对于现浇钢筋混凝土屋面板的重型屋面，因考虑到压型钢板（施工阶段）现浇钢筋混凝土板（使用阶段）对钢次梁受压翼缘的平面外支撑作用，故一般的钢次梁可不考虑稳定验算，仅在次梁两侧均开大孔洞时，才必须进行稳定验算。

2. 钢次梁的节点设计

屋面钢次梁与主梁的连接通常采用高强螺栓连接，节点设计主要按照钢次梁产生的最大剪力、轴力（拉/压）核算所需的高强螺栓数量（见图 8-81）。

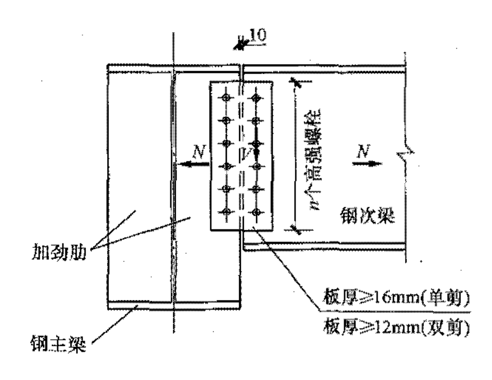


图 8-81 屋面钢结构主次梁连接详图

如果杆件实际内力较小，节点设计时，还应按不小于杆件截面承载力设计值的 1/2 来进行连接设计，此时杆件截面承载力对于屋面钢次梁就是截面的轴力和剪力。

高强螺栓节点计算公式如下：

$$N_{iy}^{V}=\frac{V}{n} \tag{8-105}$$

$$N_{ix}^{N}=\frac{N}{n} \tag{8-106}$$

$$\tau=\sqrt{(N_{iy}^{V})^2+(N_{ix}^{N})^2}\leqslant N_V^{\mathrm{b}} \tag{8-107}$$

式中 V——计算截面的最大剪力，kN；

N——计算截面的最大轴力，kN；

n——螺栓群的螺栓个数；

N_{iy}^{V}——螺栓群中第 i 个螺栓分担的 y 方向的剪力值，kN；

N_{ix}^{N}——螺栓群中第 i 个螺栓分担的 x 方向的轴力值，kN；

N_V^{b}——单个高强螺栓的抗剪承载力设计值，kN；

τ——螺栓群中单个螺栓的组合受剪力，kN。

二、轻型屋面板及檩条的设计

（一）轻型屋面板

1. 概述

（1）轻型屋面板可选用建筑外用彩色镀锌或镀铝锌压型钢板、夹心压型复合板等轻质材料。

（2）一般建筑屋面采用的压型钢板，其厚度不宜小于 0.47mm。压型钢板的计算和构造应遵照 GB 50018 的规定。

（3）一般不宜在屋脊上开洞。当在屋面板上开设直径大于 300mm 的圆洞和单边长度大于 300mm 的方洞时，宜根据计算采用次结构加强。

（4）如需在屋面开孔，屋面板上应通长面积开孔（含采光孔），开孔宜分块均匀布置。

2. 常用屋面压型钢板型号和配套檩距

常用屋面压型钢板型号和配套檩距见表 8-27。

表 8-27　常用屋面压型钢板型号和配套檩距

序号	板型	截面形状（mm）	钢板厚度（mm）	支撑条件	檩距（m） 荷载（kN/m²） 0.5	1.0	1.5	2.0
1	YX51-360（角驰Ⅱ）	360；51	0.6	悬臂	1.54	1.26	1.12	0.98
				简支	3.36	2.66	2.38	2.10
				连续	4.06	3.22	2.80	2.52
			0.8	悬臂	1.68	1.40	1.12	1.10
				简支	3.78	2.94	2.52	2.38
				连续	4.48	3.50	3.08	2.80
			1.0	悬臂	1.82	1.40	1.26	1.12
				简支	4.06	3.22	2.80	2.52
				连续	4.76	3.78	3.22	2.94
2	YX51-380-760（角驰Ⅱ）	760；240；80；51；76	0.6	悬臂	1.53	1.25	1.11	0.97
				简支	3.31	2.64	2.36	2.09
				连续	4.03	3.20	2.78	2.50
			0.8	悬臂	1.58	1.32	1.16	1.05
				简支	3.56	2.77	2.38	2.24
				连续	4.22	3.30	2.90	2.64
			1.0	悬臂	1.66	1.28	1.19	1.12
				简支	3.71	2.94	2.56	2.30
				连续	4.35	3.46	2.94	2.69

续表

序号	板型	截面形状（mm）	钢板厚度（mm）	支撑条件	檩距（m）			
					荷载（kN/m²）			
					0.5	1.0	1.5	2.0
3	YX130-300-600（W600）		0.6	悬臂	2.8	2.2	1.9	1.7
				简支	6.0	4.7	4.1	3.7
				连续	7.1	5.6	4.9	4.4
			0.8	悬臂	3.1	2.5	2.1	1.9
				简支	6.7	5.3	4.6	4.2
				连续	7.9	6.3	5.5	5.0
			1.0	悬臂	3.4	2.7	2.3	2.1
				简支	4.3	5.8	5.0	4.6
				连续	8.6	6.8	6.0	5.4
4	YX114-333-666		0.6	简支	4.5	3.5	3.1	2.8
				连续	5.3	4.2	3.7	3.3
			0.8	简支	5.0	4.0	3.5	3.2
				连续	5.9	4.7	4.1	3.8
			1.0	简支	5.5	4.1	3.8	3.5
				连续	6.5	5.1	4.5	4.1
5	YX35-190-760		0.6	悬臂	1.0	0.8	0.7	0.6
				简支	2.3	1.8	1.6	1.4
				连续	2.8	2.4	1.9	1.7
			0.8	悬臂	1.1	0.9	0.7	0.7
				简支	2.6	2.0	1.7	1.6
				连续	3.1	2.4	2.1	1.9
			1.0	悬臂	1.2	0.9	0.8	0.7
				简支	2.8	2.2	1.9	1.7
				连续	3.3	2.6	2.2	2.0
6	YX35-125-750		0.6	悬臂	1.1	0.9	0.8	0.7
				简支	2.4	1.9	1.7	1.5
				连续	2.9	2.3	2.0	1.8
			0.8	悬臂	1.2	1.0	0.8	0.8
				简支	2.7	2.1	1.8	1.7
				连续	3.2	2.5	2.2	2.0
			1.0	悬臂	1.3	1.0	0.9	0.8
				简支	2.9	2.3	2.0	1.8
				连续	3.4	2.7	2.3	2.1
7	YX75-175-600（AP600）		0.47	简支	—	2.2	风荷载 0.5	
						1.8	风荷载 1.0	
			0.53	简支	—	3.0	风荷载 0.5	
						2.0	风荷载 1.0	
			0.65	简支	—	3.7	风荷载 0.5	
						2.2	风荷载 1.0	

续表

序号	板型	截面形状（mm）	钢板厚度（mm）	支撑条件	檩距（m） 荷载（kN/m²） 0.5	1.0	1.5	2.0
8	YX28-200-740（AP740）	740；170，200，200，170；28	0.47	简支	—	1.0	风荷载 0.5	
						1.0	风荷载 1.0	
			0.53	简支	—	1.5	风荷载 0.5	
						1.45	风荷载 1.0	
9	YX52-300（U600）	600；52	0.5	简支	2.5	1.9	1.6	1.4
				连续	3.0	2.3	2.0	1.8
			0.6	简支	2.7	2.1	1.8	1.6
				连续	3.3	2.5	2.2	1.9

注 表中屋面板荷载为标准值，含板自重，其檩距按挠跨比 1/300 控制。当按 1/250 控制时，可将表中数值乘以 1.06；当按 1/200 考虑时，可将表中数值乘以 1.15。

3．常用夹芯板型号和配套檩距

常用夹芯板型号和配套檩距见表 8-28。

表 8-28　　常用夹芯板型号和配套檩距

序号	板型	截面形状（mm）	板厚 S（mm）	面板厚（mm）	支撑条件	檩距（m） 荷载（kN/m²） 0.5（0.6）	1.0	1.5	2.0
1	JxB45-500-1000	聚苯乙烯泡沫塑料　彩色涂层钢板	75	0.6	简支	5.0	3.8	3.1	2.4
					连续				
			100	0.6	简支	5.4	4.0	3.4	2.8
					连续				
			150	0.6	简支	6.58	4.9	4.0	3.3
					连续				
2	JxB42-333-1000	1000；S42	50	0.5	简支	（4.7）	（3.6）	（3.0）	—
					连续	（5.3）	（4.1）	（3.3）	
			60	0.5	简支	（5.0）	（3.9）	（3.1）	—
					连续	（5.6）	（4.3）	（3.5）	
			80	0.5	简支	（5.5）	（4.4）	（3.4）	—
					连续	（6.2）	（4.8）	（3.9）	

注 表中屋面板的荷载标准值已含板自重。墙板为风荷载标准值，均按挠跨比 1/200 确定檩距。当挠跨比为 1/250 时，表中檩距应乘以系数 0.9。

4．轻型屋面彩钢板的设计计算

压型钢板截面示意图见图 8-82。

（1）受压翼缘与腹板的有效宽厚比。

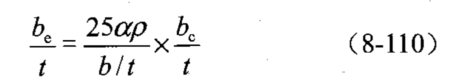
当 $\frac{b}{t}\leqslant 18\alpha\rho$ 时：

$$\frac{b_e}{t}=\frac{b_c}{t} \tag{8-108}$$

当 $18\alpha\rho<\frac{b}{t}<38\alpha\rho$ 时：

$$\frac{b_e}{t}=\left(\sqrt{\frac{21.8\alpha\rho}{b/t}}-0.1\right)\frac{b_c}{t} \tag{8-109}$$

当 $\frac{b}{t}\geqslant 38\alpha\rho$ 时：



$$\frac{b_e}{t}=\frac{25\alpha\rho}{b/t}\times\frac{b_c}{t} \qquad (8\text{-}110)$$

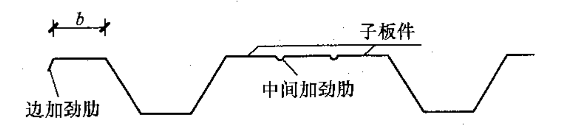


图 8-82 压型钢板截面示意图

$$\alpha=1.15-0.15\psi$$

当$\psi\geqslant 0$时：

$$b_c=b$$

当$\psi<0$时：

$$b_c=b/(1-\psi)$$

$$\psi=\sigma_{min}/\sigma_{max}$$

$$\rho=\sqrt{205k_1k/\sigma_1}$$

式中 b——板件宽度，mm；
t——板件厚度，mm；
ρ——计算系数；
α——计算系数，当$\psi<0$时，取α=1.15；
b_e——板件有效宽度，mm；
b_c——板件受压区宽度，mm；
ψ——压应力分布不均匀系数；
σ_{max}——受压板件边缘的最大压应力，取正值，N/mm^2；
σ_{min}——受压板件另一边缘的应力，以压应力为正，拉应力为负，N/mm^2；
k——板件受压稳定系数；
k_1——板组约束系数，若不计相邻板件的约束作用，可取为 1.0；
σ_1——按规范 GB 50018—2002 第 5.6.7、5.6.8 条的规定确定。

压型钢板的翼缘和腹板宽度的取法及具体计算如下：

1）两纵边均与腹板相连，或一纵边与腹板相连，另一纵边与符合下条要求的中间加劲肋相连的受压翼缘，可按加劲板件由式（8-108）～式（8-110）确定其有效宽厚比。

2）一纵边与符合下条要求的边加劲肋相连的受压翼缘，可按部分加劲板件由式（8-108）～式（8-110）确定其有效宽厚比。

3）压型钢板腹板的有效宽厚比也可按上述相同方式的有加劲板件考虑。

（2）压型钢板受压翼缘纵向加劲肋的刚度要求：

边加劲肋：

$$i_{es}\geqslant 1.83t^4\sqrt{\left(\frac{b}{t}\right)^2-\frac{27100}{f_y}} \qquad (8\text{-}111)$$

且
$$i_{es}\geqslant 9t^4$$

中间加劲肋：

$$i_{is}\geqslant 3.66t^4\sqrt{\left(\frac{b_s}{t}\right)^2-\frac{27100}{f_y}} \qquad (8\text{-}112)$$

且
$$i_{is}\geqslant 18t^4$$

式中 i_{es}——边加劲肋截面对平行于被加劲板件截面之重心轴的惯性矩，mm^4；
i_{is}——中间加劲肋截面对平行于被加劲板件截面之重心轴的惯性矩，mm^4；
b_s——子板件的宽度，mm；
b——边加劲板件的宽度，mm；
t——板件的厚度，mm。

（3）压型钢板的强度：

1）可取一个波距或整块压型钢板的有效截面，按受弯构件计算。

2）压型钢板多数为挠度控制，强度并不控制，而挠度只要按表 8-27 选用，均能满足要求，故在设计中构造显得相对重要。

（4）压型钢板腹板的剪应力：

当 $h/t<100$ 时：

$$\tau\leqslant\tau_{cr}=\frac{8550}{h/t} \qquad (8\text{-}113)$$

$$\tau\leqslant f_v \qquad (8\text{-}114)$$

当 $h/t\geqslant 100$ 时：

$$\tau\leqslant\tau_{cr}=\frac{855000}{(h/t)^2} \qquad (8\text{-}115)$$

式中 h/t——腹板的高厚比；
τ——腹板上的平均剪应力，N/mm^2；
τ_{cr}——腹板的剪切屈曲临界剪应力，N/mm^2。

（5）压型钢板支座处的腹板局部受压承载力：

$$R\leqslant R_w \qquad (8\text{-}116)$$

$$R_w=\alpha t^2\sqrt{fE}\left(0.5+\sqrt{\frac{0.02l_c}{t}}\right)[2.4+(\theta/90)^2] \qquad (8\text{-}117)$$

式中 R——支座反力，N；
R_w——一块腹板的局部受压承载力设计值，N；
α——系数，中间支座取为 0.12，端部支座取为 0.06；
t——腹板厚度，mm；
l_c——支座处的支撑长度，其值为 10～20，端部支座可取为 10，mm；
θ——腹板倾角（45°≤θ≤90°）。

（6）压型钢板同时承受弯矩 M 和支座反力 R 的截面：

$$M/M_u\leqslant 1.0 \qquad (8\text{-}118)$$

$$R/R_{\mathrm{w}} \leqslant 1.0 \tag{8-119}$$

$$M/M_{\mathrm{u}} + R/R_{\mathrm{w}} \leqslant 1.25 \tag{8-120}$$

式中 M_u——截面弯曲承载力设计值，$M_u=W_e f$。

（7）压型钢板同时承受弯矩 M 和剪力 V 的截面：

$$\left(\frac{M}{M_{\mathrm{u}}}\right)^2 + \left(\frac{V}{V_{\mathrm{u}}}\right)^2 \leqslant 1 \tag{8-121}$$

$$V_{\mathrm{u}} = ht\sin\theta\tau_{\mathrm{cr}}$$

式中 V_u——腹板的抗剪承载力设计值。

（8）在压型钢板的一个波距上作用集中荷载 F。可按下式将集中荷载 F 折算成沿板宽方向的均布线荷载 q_{re}，并按 q_{re} 进行单个波距压型钢板有效截面的弯曲计算：

$$q_{\mathrm{re}} = \eta\frac{F}{b_1} \tag{8-122}$$

式中 η——折算系数，由试验确定，无试验依据时可取为 0.5；

F——集中荷载，N；

b_1——压型钢板的波距，mm。

屋面压型钢板的施工后检修集中荷载按 1.0kN 计算，当施工荷载超过 1.0kN 时，则应按实际情况取用。

（9）轻型屋面彩钢板的挠度控制。挠度与跨度之比不宜超过下列限值：

1）屋面坡度小于 1/20 时：1/250。

2）屋面坡度不小于 1/20 时：1/200。

5. 轻型屋面彩钢板的连接构造

（1）压型钢板与檩条或通过其板端固定支架与檩条用自攻螺钉连接，板与板的搭接处用抽芯铆钉（拉铆钉）连接。抽芯铆钉（拉铆钉）和自攻螺钉的钉头部分应靠在较薄的板件一侧。连接件的中距和端距不得小于连接件直径的 1.5 倍。受力连接中的连接件数不宜少于 2 个。

（2）抽芯铆钉的直径和自攻螺钉的直径与孔径：

1）抽芯铆钉的适用直径为 2.6～6.4mm，在受力蒙皮结构中宜选用直径不小于 4mm 的抽芯铆钉。

2）自攻螺钉的适用直径为 3.0～8.0mm，在受力蒙皮结构中宜选用直径不小于 5mm 的自攻螺钉。

3）自攻螺钉连接的板件上的预制孔径 d_n 应符合下式要求：

$$d_{\mathrm{n}} = 0.7d + 0.2t_{\mathrm{t}} \tag{8-123}$$

且

$$d_{\mathrm{n}} \leqslant 0.9d \tag{8-124}$$

式中 d——自攻螺钉的公称直径，mm；

t_t——被连接板的总厚度，mm。

压型钢板宜采用长尺板材，以减少板长方向的搭接。

（3）射钉只用于薄板与支撑构件（即基材如檩条）的连接，基材厚度为 4～8mm。射钉的间距不得小于射钉直径的 4.5 倍，且其中距不得小于 20mm，到基材的端部和边缘的距离不得小于 15mm，射钉的适用直径为 3.7～6.0mm。

（4）射钉的穿透深度（指射钉尖端到基材表面的深度，如图 8-83 所示）应不小于 10mm。

（5）被连钢板的最大厚度 t_t 见表 8-29。

（6）基材的最小厚度 t 见表 8-30。

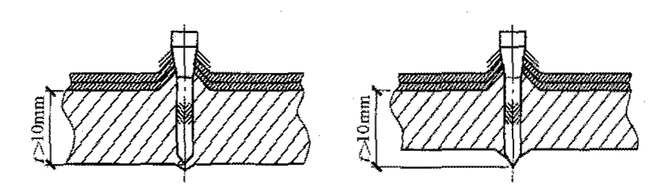


图 8-83 射钉的穿透深度

表 8-29 被连钢板的最大厚度 t_t（$f_y \leqslant 360\mathrm{N/mm^2}$） （mm）

射钉直径	≥3.7	≥4.5	≥5.2
单一方向			
单层被固定钢板最大厚度	1	2	3
多层被固定钢板最大厚度	1.4	2.5	3.5
相反方向			
所有被固定钢板最大厚度	2.8	5.0	7.0

表 8-30 基材的最小厚度 t（$f_y \geqslant 150\mathrm{N/mm^2}$） （mm）

射钉直径	≥3.7	≥4.5	≥5.2
最小厚度 t	4	6	8

6. 轻型屋面板的连接计算

（1）在压型钢板与冷弯型钢等制成构件之间的连接件杆轴方向受拉的连接中，每个自攻螺钉或射钉所受的拉力应不大于按下列公式计算的抗拉承载力设计值。

1）当只受静荷载作用时：

$$N_{\mathrm{t}}^{\mathrm{f}} = 17tf \tag{8-125}$$

式中 N_t^f——一个自攻螺钉或射钉的抗拉承载力设计值，N；

t——紧挨钉头侧的压型钢板厚度，应满足 $0.5 \leqslant t \leqslant 1.5$，mm；

f——基材的抗拉强度设计值，$\mathrm{N/mm^2}$。

2）当受含有风荷载的组合荷载作用时：

$$N_{\mathrm{t}}^{\mathrm{f}} = 8.5tf \tag{8-126}$$

3）自攻螺丝在基材中的钻入深度 t 应大于 0.9mm，其所受的拉力应不大于按下式计算的抗拉承

载力设计值：

$$N_t^f = 0.75 t_e d f \qquad (8\text{-}127)$$

式中 d ——自攻螺钉的直径，mm；

t_e ——钉杆的圆柱状螺纹部分钻入基材中的深度，mm。

4）抗拉连接中，自攻螺钉和射钉的钉头或垫圈直径不得小于 14mm，且应通过试验保证连接件由基材中拔出的强度不小于连接件的抗拉承载力设计值。

当连接件位于压型钢板波谷的一个四分点时［见图 8-84（b）］，其抗拉承载力设计值应乘以折减系数 0.9；当两个四分点均设置连接时［见图 8-84（c）］，则应乘以折减系数 0.7。

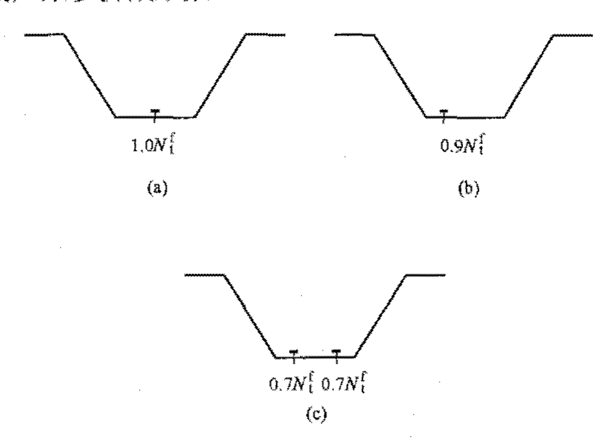


图 8-84 压型钢板连接示意图

（2）连接件受剪时，每个连接件所承受的剪力应不大于按下列公式计算的抗剪承载力设计值。抽芯铆钉和自攻螺钉：

当 $\frac{t_1}{t}=1$ 时：

$$N_v^f = 3.7\sqrt{t^3 d} f \qquad (8\text{-}128)$$

且

$$N_v^f \leqslant 2.4 t d f \qquad (8\text{-}129)$$

当 $\frac{t_2}{t} \geqslant 2.5$ 时：

$$N_v^f = 2.4 t d f \qquad (8\text{-}130)$$

式中 N_v^f ——一个连接点的抗剪承载力设计值，N；

d ——铆钉，射钉或螺钉直径，mm；

t ——较薄板（钉头接触侧的钢板）或被固定的单层钢板的厚度，mm；

t_1 ——较厚板（在现场形成钉头一侧的板或顶尖侧的板）的厚度，mm；

f ——被连接固定钢板的抗拉强度设计值，N/mm^2。

当 $\frac{t_1}{t}$ 为 1～2.5 时，N_v^f 可由式(8-128)和式(8-130)插值求得。

射钉：

$$N_v^f = 3.7 t d f \qquad (8\text{-}131)$$

当抽芯铆钉或自攻螺钉用于压型钢板端部与支撑构件（如檩条）的连接时，其抗剪承载力设计值应乘以折减系数 0.8。

7. 同时承受剪力和拉力作用的自攻螺钉和射钉的连接计算

同时承受剪力和拉力作用的自攻螺钉和射钉连接应符合下式要求：

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^f}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^f}\right)^2} \leqslant 1 \qquad (8\text{-}132)$$

式中 N_v、N_t ——一个连接件所承受的剪力和拉力，N；

N_v^f、N_t^f ——一个连接件的抗剪和抗拉承载力设计值，N。

（二）轻型屋面檩条设计

1. 檩条布置及计算

（1）檩条宜优先采用实腹式冷弯薄壁型钢，也可采用空腹式（格构式）构件；跨度大于 9m 时还可采用高频焊接 H 型钢。

（2）实腹式檩条宜采用卷边槽形和带斜卷边的 Z 形冷弯薄壁型钢，也可采用直卷边的 Z 形冷弯薄壁型钢。

（3）格构式檩条可采用平面桁架式、空间桁架式或下撑式檩条。

（4）檩条一般设计成单跨简支构件，Z 形实腹式檩条也可设计成连续构件。

（5）当檩条跨度大于 4m 时，宜在檩条间跨中位置设置拉条或撑杆。当檩条跨度大于 6m 时，应在檩条跨度三分点处各设一道拉条或撑杆（见图 8-85）。斜拉条应与刚性檩条连接。

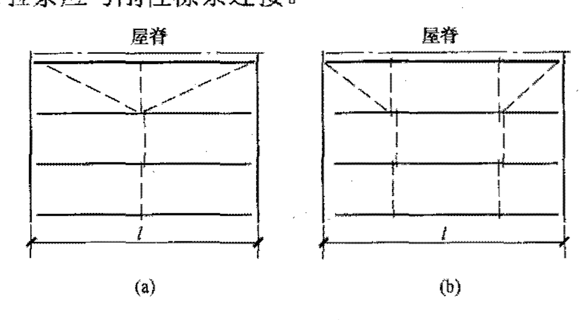


图 8-85 檩条间拉条的设置

（a）檩条跨度 4m<l≤6m；（b）檩条跨度 l>6m

（6）当采用圆钢作拉条时，圆钢直径不宜小于 10mm。圆钢拉条可设在距檩条上翼缘 1/3 腹板高度的范围内。当在风吸力作用下檩条下翼缘受压时，拉条宜在檩条上下翼缘附近适当布置。当采用扣合式屋面板时，拉条的设置应根据檩条的稳定性计算确定。

2. 檩条计算

实腹式檩条的计算应符合下列规定：

（1）当屋面能阻止檩条侧向位移和扭转时，可仅按下式计算檩条在风荷载效应参与组合的强度，而整体稳定性可不做计算：

$$\frac{M_x}{W_{enx}}+\frac{M_y}{W_{eny}}\leqslant f \tag{8-133}$$

式中 M_x、M_y——对截面 x 轴和 y 轴的弯矩，N·m；

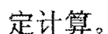
W_{enx}、W_{eny}——对主轴 x 和主轴 y 的有效净截面模量（对冷弯薄壁型钢）或净截面模量（对热轧型钢），mm^3。冷弯薄壁型钢的有效净截面，应按 GB 50018—2002 第 5.6 节的规定计算。

（2）当屋面不能阻止檩条侧向位移和扭转时，应按下式计算檩条的稳定性：

$$\frac{N_x}{\varphi_{bx}W_{ex}}+\frac{M_y}{W_{ey}}\leqslant f \tag{8-134}$$

式中 W_{ex}、W_{ey}——对主轴 x 和主轴 y 的有效截面模量（对冷弯薄壁型钢）或毛截面模量（对热轧型钢），mm^3；

φ_{bx}——梁的整体稳定系数，根据不同情况按 GB 50018 或 GB 50017 的规


定计算。

（3）在风吸力作用下，当屋面能阻止上翼缘侧向位移和扭转时，受压下翼缘稳定性应按 GB 50018 的规定计算。

（4）计算檩条时，不应考虑隅撑作为檩条的支承点。

（5）位于屋盖坡面顶部的屋脊檩条，可用槽钢（见图 8-86）、角钢或圆钢相连。檩条与屋面斜梁上翼缘的连接处应设置檩托（见图 8-87）；当支承处 Z 形檩条叠置搭接时，可不设檩托。檩条与檩托应采用螺栓连接，檩条每端应设两个螺栓。

（6）檩条与刚架连接处可采用简支连接或连续搭接。当采用连续搭接时，檩条的搭接长度 $2a$（见图 8-88）及其连接螺栓的直径应按连续檩条支座处产生的弯矩确定。

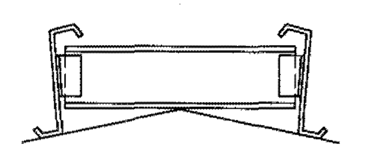


图 8-86 屋脊间的连接槽钢

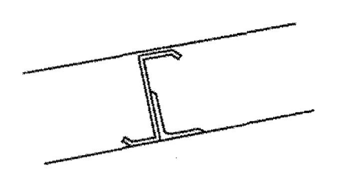
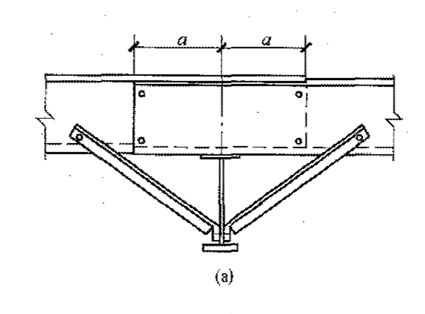


图 8-87 檩条在屋面梁上的檩托



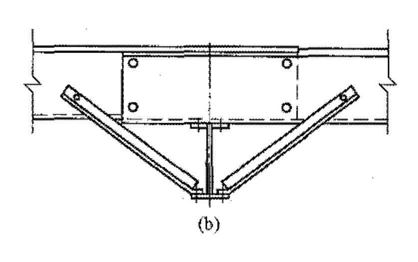


图 8-88 斜卷边檩条的搭接及隅撑连接

第七节 屋面钢结构的制作、运输和安装

一、屋面钢结构的制作

1. 起拱

鉴于电厂汽机房屋面跨度大的结构特点，为改善使用阶段的视觉效果，无论是钢桁架、钢网架还是实腹钢梁结构，一般在制作时，可将横向构件预先起拱。根据规范规定，起拱量可取屋面恒荷载标准值加 1/2 活荷载标准值所产生的挠度值。根据工程习惯做法，一般也可按 $\frac{l}{500}$（mm）预留起拱量。

2. 焊缝等级

根据 GB 50017 的规定，将屋面钢结构的焊缝等级划分为：

（1）凡要求与母材等强的对接焊缝，其质量等级当受拉时应不低于二级，受压时宜为二级。

（2）其他焊缝均可视为三级焊缝。

3. 焊缝质量的外观检验

（1）所有焊缝应冷却到环境温度后进行外观检查，II、III 类钢材的焊缝应以焊接完成后的检查结果作为验收依据，IV 类钢应以焊接完成后的检查结果作为验收依据。

（2）外观检查一般采用目测。裂纹的检查应辅以放大镜并在合适的光照条件下进行，必要时可采用磁粉探伤或渗透探伤，尺寸的测量应用量具、卡规。

（3）焊缝外观质量应符合下列规定：

1）一级焊缝不得存在未焊满、根部收缩、咬边和接头不良等缺陷，一级焊缝和二级焊缝不得存在表面气孔、夹渣、裂纹和电弧擦伤等缺陷。

2）二级焊缝的外观质量除应符合上述第 1）项的要求外，尚应满足表 8-31 的有关规定。

表 8-31　　焊缝外观质量的容许偏差

检验项目	焊缝质量等级	
	二　　级	三　　级
未焊满	≤0.2+0.02t 且≤1mm，每 100mm 长度焊缝内未焊满累积长度≤25mm	≤0.2+0.04t 且≤2mm，每 100mm 长度焊缝内未焊满累积长度≤25mm
根部收缩	≤0.2+0.02t 且≤1mm，长度不限	≤0.2+0.04t 且≤2mm，长度不限
咬边	≤0.05t 且≤0.5mm，连续长度≤100mm，且焊缝两侧咬边总长度≤10%焊缝全长	≤0.1t 且≤1mm，长度不限
裂纹	不允许	允许存在长度≤5mm 的弧坑裂纹
电弧擦伤	不允许	允许存在个别电弧擦伤
接头不良	缺口深度≤0.05t 且≤0.5mm，每 1000mm 长度焊缝内不得超过 1 处	缺口深度≤0.1t 且≤1mm，每 1000mm 长度焊缝内不得超过 1 处
表面气孔	不允许	每 50mm 长度焊缝内允许存在直径<0.4t 且≤3mm 的气孔 2 个；孔距应≥6 倍孔径
表面夹渣	不允许	深度≤0.2t，长度≤0.5t 且≤20mm

注　t 为钢板厚度。

3）三级焊缝的外观质量应符合表 8-31 的有关规定。

4）栓钉焊后应进行打弯检查。合格标准：当焊钉打弯至 30°时，焊缝和热影响区不得有肉眼可见的裂纹，检查数量应不小于焊钉总数的 1%。

5）电渣焊、气电立焊接头的焊缝外观成型应光滑，不得有未熔合、裂纹等缺陷，当板厚小于 30mm 时，压痕、咬边的深度不得大于 0.5mm，板厚不小于 30mm 时，压痕、咬边的深度不得大于 1.0mm。

4. 焊缝质量的无损检测

无损检测应在外观检查合格后进行。

设计要求全焊透的焊缝，其内部缺陷的检验应符合下列要求：

（1）一级焊缝应进行 100%的检验，其合格等级应为 GB/T 11345《焊缝无损检测　超声检测　技术、检测等级和评定》中 B 级检验的Ⅱ级及以上。

（2）二级焊缝应进行抽检，抽检比例应不小于 20%，其合格等级应为 GB/T 11345 中 B 级检验的Ⅲ级及以上。

（3）全焊透的三级焊缝可不进行无损检测。

5. 钢结构制作的容许偏差

钢结构制作的容许偏差见表 8-32。

表 8-32　　钢结构制作的容许偏差　　（mm）

偏　差　名　称		容许偏差值	简　　图
桁架最外端两个孔或两端支承面最外侧的距离 l	当 l≤24m 时	−7～+3	
	当 l>24m 时	−10～+5	
桁架跨中高度		±10	
桁架按设计要求起拱时的高度偏差		±l/500	
桁架不要求起拱时的高度偏差		−5～+10	

续表

偏 差 名 称		容许偏差值	简 图
固定檩条或其他构件的孔中心距离 l_1、l_2 的偏差	对 l_1	±3	
	对 l_2	±1.5	
在支点处，固定桁架上、下弦杆安装孔之间的距离 l_3 的偏差		±2	
支承面与第一个安装孔之间的距离 a		±1	
相邻节间弦杆弯曲（受压除外）		1/1000	刨平顶紧支承面
檩条连接支座间距 l		±5	

二、屋面钢结构的运输

鉴于工厂制作的钢结构构件最终均需用汽车运输至工地才可进行安装施工，因此除了桥梁、隧道、涵洞等路况制约因素外，汽车运输可能的最大尺寸就成为制约钢结构工厂制作长度的最大制约因素。根据表8-33，一般的工厂制作钢结构构件的最大尺寸不宜超过12m。

表 8-33　　　汽车荷载和外形尺寸技术指标

主要指标	单位	汽车-10级 主车	汽车-10级 重车 / 汽车-10级 主车	汽车-10级 重车 / 汽车-20级 主车	汽车-20级 重车 / 汽车-超20级 主车	汽车-超20级 重车
一辆汽车总重力	kN	100	150	200	300	550
一行汽车车队中重车辆数	辆	—	1	1	1	1
前轴重力	kN	30	50	70	60	30
中轴重力	kN	—	—	—	—	2×120
后轴重力	kN	70	100	130	2×120	2×140
轴距	m	4	4	4	4+1.4	3+1.4+7+1.4
轮距	m	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
前轮着地宽度及长度	m	0.25×0.20	0.25×0.20	0.3×0.2	0.3×0.2	0.3×0.2
中、后轮着地宽度及长度	m	0.5×0.2	0.5×0.2	0.6×0.2	0.6×0.2	0.6×0.2
车辆外形尺寸（长×宽）	m	7×2.5	7×2.5	7×2.5	8×2.5	15×2.5

注　本表摘自 CJJ 11《城市桥梁设计规范》。

三、屋面钢结构的安装

钢结构安装的容许偏差见表 8-34。

表 8-34　　**钢结构安装的容许偏差**

偏差名称	容许偏差值	简图
钢桁架或屋架梁在跨中顶点对两端支座中心竖向平面的偏差Δ	h/250，但不大于 15mm	
受压弦杆或翼缘的直线段对通过屋架或屋架梁的平面弯曲矢高ν	1/1000，但不大于 10mm	

注　h 为钢桁架或屋架梁的高度。

第九章 煤斗及吊车梁

第一节 煤 斗

一、一般规定

1. 原煤仓容积的确定

原煤仓的容积应根据规定的贮煤量、燃煤的堆积密度、原煤仓的充满系数等由工艺专业确定。

2. 粉煤斗容积的确定

对贮仓式制粉系统，粉煤斗的容积应根据规定的贮煤粉量、煤粉的堆积密度、粉煤斗的充满系数等由工艺专业确定。

3. 原煤仓的外形尺寸

原煤仓的外形一般有以下几种：

（1）上部为圆筒形，下部接圆锥形。

（2）上部为圆筒形，下部接圆形双曲线形。

（3）上部为矩（正方）形柱体，下部接方锥体。

（4）上部为正方体柱体，下部接正方形双曲线形。

（5）上部为矩（正方）形柱体，下部接圆形双曲线形（加方圆节过渡段）。

在确定原煤仓的外形后，根据煤仓间土建结构的布置情况（煤仓间柱距、跨距）初步确定原煤仓的外形尺寸。

（1）原煤仓上口尺寸（由工艺提供，但应与结构专业配合，如与框架、皮带层楼层次梁等之间的连接或空间要求等）。按以下原则初步确定（必要时宜与结构专业设计者协商）原煤仓上口尺寸：

1）对上部为圆筒形的原煤仓，确定其直径（外径）D。直径 D 宜近似取为煤仓间柱距与跨距较小侧框架梁或纵梁间的宽度。上口的对称中心宜与皮带输送机的中心一致，如图 9-1 所示。如果除氧器布置在原煤仓旁边或者原煤仓容积可满足需要时，也可减小上口直径，上口中心线可根据实际确定。

2）对矩（正方）形柱体原煤仓，确定其边长（外壁）A、B（或 $A=B$）。一般情况下，原煤仓上口的边长可取煤仓间柱子间及纵梁间的宽度。如果除氧器布置在原煤仓旁边或者原煤仓容积可满足需要时，也可减小其上口尺寸。此外，还应考虑皮带输送机及给煤机的布置，合理确定上口中心线的位置及尺寸，如图 9-2 所示。

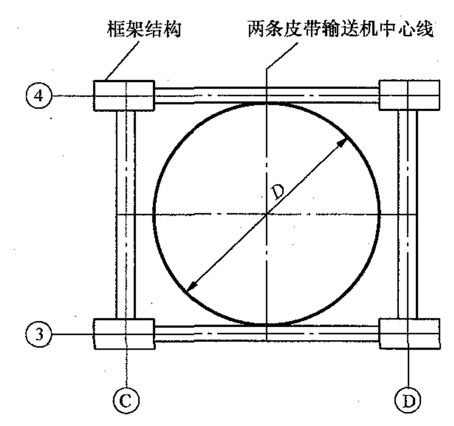


图 9-1 圆形原煤斗上口尺寸示意图

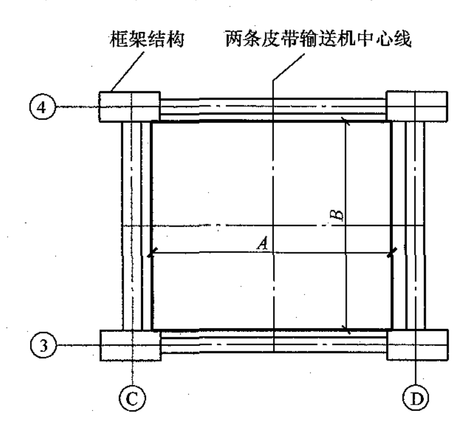


图 9-2 矩（正方）形原煤斗上口尺寸示意图

（2）原煤仓下口尺寸。根据给煤机（或导流装置）的接口尺寸确定原煤仓的下口尺寸。如果原煤仓下部为圆锥形或圆形双曲线形，下口也应为圆形。当给煤机接口为圆形时，其直径 d_i（外径）一般与给煤机接口一致。如果给煤机接口为方（矩）形，原煤仓下口的面积应不大于给煤机接口的面积，下接扩散形方圆节。如果原煤仓下部为方锥体或正方形双曲线形，给煤机接口也为方（矩）形时，原煤仓下口尺寸宜与给煤机接口尺寸一致；如果给煤机接口为圆形，原煤仓下口的面积应不大于给

煤机接口的面积，下接扩散形方圆节。在确定原煤仓下口尺寸时还应考虑煤闸门的系列，尽量与煤闸门的系列尺寸一致。大型机组给煤机的煤闸门及其连接管道一般均由给煤机制造厂配套供货，原煤仓下部接口尺寸应尽量与给煤机上部接口的尺寸一致。

粉煤斗一般上部为矩（正方）形，下部为锥形。由于粉煤斗下部与多台给粉机相连，因此又分为多个锥形小斗。粉煤斗外形尺寸确定的原则及容积计算方法与原煤仓基本相同。

4. 设计原始资料

煤斗设计所需原始资料如下：

（1）工艺布置图及煤斗容量，包括煤斗的位置与外形尺寸、出口的控制标高。

（2）贮料煤的特性资料，如重力密度、粒径、硬度、安息角、内摩擦角、对仓壁的摩擦系数、爆炸压力值、温度及湿度等。

（3）漏斗壁的最小倾角，防止堵塞、积煤的措施及要求。

（4）悬挂在下口或出料口上的荷载，如小钢漏斗、给料机、配料设备及其他工艺吊重。

（5）仓壁的耐磨及光滑程度等要求。

（6）主体框架和楼面的型式与布置，包括厂房柱、横梁、楼板等有关尺寸、构造方案等。

5. 材料

为保证承载能力和防止在一定条件下出现脆性破坏，应根据结构的重要性、荷载特征、结构型式、应力状态、连接方法、钢材厚度、工作环境和气候条件等因素选用钢材牌号和材料特性。

材料宜采用 Q235、Q345、Q390、Q420 钢，其质量应分别符合 GB/T 700《碳素结构钢》和 GB/T 1591《低合金高强度结构钢》的有关规定，并不应低于 B 级。当采用其他牌号的钢材时，应符合 GB 50017《钢结构设计规范》的有关规定。

斗内壁耐磨措施可采取增加计算钢板厚度（不设内衬），内衬材料应选择不锈钢板、不锈钢复合钢板或其他阻燃材料。

内衬一般设置在煤斗外形过渡段和下部斜斗部分，以减少堵煤现象。

当不设内衬时，应将壁板厚度按计算需要增加 2mm；不锈钢内衬一般为 3～5mm 厚，将内衬板分成若干块板，各块衬板间通过对接连接。在煤斗内衬板上开孔，与钢煤斗通过塞焊连接，塞焊的尺寸、间距应满足相应规范要求。根据对单机容量 200MW 及以上的主厂房煤斗的调查，钢结构煤斗壁厚度不宜小于 10mm。

6. 设计的基本要求

（1）原煤斗的设计条件由工艺提供，并应符合下列规定：

1）原煤斗宜采用圆筒形钢结构，下接双曲线形或圆锥形的出口段，内壁应光滑、耐磨，双曲线出口段断面不应突然收缩，圆锥形的出口段与水平面交角不应小于 60°。

2）非圆筒形结构的原煤斗，其相邻两壁交线与水平面夹角不应小于 55°，且壁面与水平面的交角不应小于 60°。对于黏性大、高挥发分或易燃的烟煤和褐煤，相邻两壁交线与水平面的夹角不应小于 65°，且壁面与水平面的交角不应小于 70°。相邻壁交角的内侧应做成圆弧形，圆弧半径不宜小于 200mm。

（2）粉煤斗的设计应符合下列规定：

1）粉煤斗应密闭，其内表面应平整、光滑、耐磨、不积粉、无滞留煤粉的台阶。

2）钢制粉煤斗相邻两壁相交线与水平面的夹角不应小于 60°，而且壁面与水平面的交角不应小于 65°。相邻壁交角的内侧应做成圆弧形，圆弧半径不宜小于 200mm。

（3）煤及煤粉的物理特性系数应由工艺提供，无资料时可按照表 9-1 所列数据取值。

表 9-1　　煤及煤粉的物理特性系数

物料名称	重力密度（kN/m³）	内摩擦角 φ（°）	物料对钢板的摩擦系数
无烟煤	8 0～12.0	25～40	0.30
褐煤	7.0～10.0	23～38	0.30
烟煤	8.0～11.5	25～40	0.30
煤粉	8.0～9.0	25～30	0.40

（4）煤斗的安全等级。煤斗的安全等级一般为二级，当与其他建筑连为一体时，煤斗的安全等级不应低于建筑物的等级。

二、结构类型

煤斗可采用钢结构或钢筋混凝土结构，对大量工程主厂房煤斗的调查表明，运行时间很长的个别电厂采用了钢筋混凝土结构型式的煤斗，新近电厂全部采用钢结构煤斗。钢结构煤斗施工方便、运行安全可靠、结构自重轻，对主厂房框架抗震有利。当粉煤斗的运行温度超过 80℃时应采用钢煤斗。煤斗外形应尽量简单，并采用便于落煤、受力合理的型式。本章主要介绍钢煤斗设计。

煤斗按平面形状一般可分为圆形煤斗、矩形及多边形煤斗等。矩形斗下部落煤口有单孔、多孔之分。按仓壁的高度可分为浅仓及深仓两大类，当仓壁计算高度与圆形斗内径或矩形煤斗短边之比不小于 1.5 时为深仓，小于 1.5 时为浅仓。竖壁高度与短边之比小于 0.5 时为低壁浅仓，不小于 0.5 时为高壁浅仓。

煤斗的外形一般由工艺专业确定，煤斗的支承方式可分为支承式和悬吊式。优先选择重心较低的支承式煤斗。

三、结构计算

（一）荷载和荷载组合

1. 荷载

煤斗荷载应按几何容积满载考虑，并应计入煤斗出口的设备吊重。粉煤斗及其上部楼面结构应能承受斗内可能发生爆炸时产生的爆炸力，爆炸力可按照偶然荷载进行组合。粉煤斗应设置防爆门，除无烟煤外，防爆压力不应小于 40kN/m^2。楼板宜采用现浇板或装配整体式。现浇层内钢筋应与承重结构上伸出的钢筋可靠连接。管道（或人孔门）与楼面的连接应能抵抗爆炸压力。

煤斗设计时，应考虑下列荷载：

（1）永久荷载（包括煤斗自重、斗壁内衬重及斗口吊挂给料设备荷重）。

（2）可变荷载（一般仅考虑贮料荷载，即煤重）。

2. 承载能力极限状态及组合

煤斗的结构构件及连接应按承载能力极限状态进行强度和稳定性设计。这时应考虑荷载效应基本组合，极限状态设计按式（9-1）进行：

$$\gamma_0(\gamma_G C_G G_k + \gamma_Q C_Q Q_k) \leqslant f_s \qquad (9\text{-}1)$$

式中 γ_0——结构重要性系数，对煤斗构件，一般取1.0；

γ_G——恒荷载分项系数，一般取 1.2；

γ_Q——贮料荷载（即煤）分项系数，一般取 1.3；

C_G、C_Q——恒荷载和贮料荷载的荷载效应系数；

f_s——结构构件或焊缝强度设计值按 GB 50017 取用。

3. 正常使用极限状态及组合

煤斗结构构件应按正常使用极限状态进行刚度计算，这时应考虑荷载的短期效应组合。刚度计算一般适用于有受弯构件的矩形煤斗。其极限状态设计按式（9-2）进行：

$$v = C_G G_k + C_Q Q_k \leqslant [v] \qquad (9\text{-}2)$$

式中 v——煤斗结构构件产生的变形值；

$[v]$——受弯构件容许变形值（挠度），按表 9-2 取用。

表 9-2 受弯构件的容许挠度

序号	构件类型	容许挠度［v］	备 注
1	仓壁壁板	l/150	l 为两加劲肋间距
2	加劲肋	l/250	l 为加劲肋跨度

注 当为悬臂构件时，l 取悬臂长度的 2 倍。

（二）钢煤斗

钢煤斗应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行强度、稳定、变形设计，必要时尚应验算斗体的整体稳定性。

钢制圆筒形原煤斗宜采用支承式，支承式煤斗可采用 8 点支承。支承或悬吊大梁的挠度不应超过跨度的 1/600，且任意两个支承或悬吊点之间的挠度差不应超过 5mm。支承煤斗的大梁，特别是支承原煤斗的大梁，如相邻支承点之间的挠度过大，则会给筒体和支座环梁带来过大的附加应力。

矩形钢煤斗宜采用悬吊式。吊点间的挠度差值参见支承式煤斗。当进行矩形煤斗加劲肋的承载能力和变形计算时，可取加劲肋与壁板的组合截面，此时受压翼缘的有效宽度取肋间距与下列数值的较小者：当钢材为 Q235 时取 30t，当钢材为 Q345 时取 25t（t 为壁板的计算厚度）。

1. 荷载

（1）浅仓贮料压力，见图 9-3。

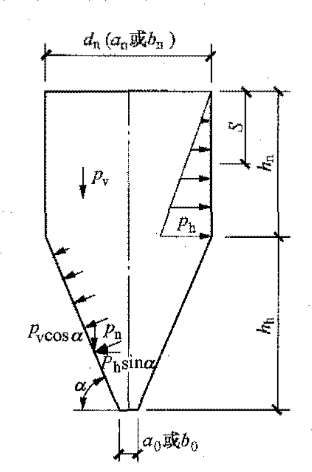


图 9-3 煤斗尺寸及压力示意图

1）任意深度处单位面积上的竖向压力标准值 p_v（kPa），按式（9-3）计算：

$$p_v = C\gamma S \qquad (9\text{-}3)$$

式中 C——贮料瞬间卸入仓斗时的冲击影响系数，采用皮带卸煤或斗顶设置钢箅子时取为1.0；

γ——贮料的重力密度，kN/m^3；

S——贮料顶面或贮料锥体重心到计算截面的距离，m。

2）任意深度处作用斗壁单位面积上的水平压力标准值 p_h（kPa），按式（9-4）计算：

$$p_h = kp_v \qquad (9\text{-}4)$$

$$k = \tan^2(45° - \varphi/2)$$

式中 k——侧压力系数；

p_v——相应计算截面处的竖向压力标准值，kN/m^2；

φ——贮料的内摩擦角，(°)。

3）斜斗任意深度处作用斗壁单位面积上的法向压力标准值 p_n（kPa），按式（9-5）计算：

$$p_n=p_v（\cos^2\alpha+k\sin^2\alpha）=\zeta p_v \quad (9\text{-}5)$$

式中 ζ——法向压力系数；

α——斜斗壁与水平面之间的夹角，(°)。

（2）深仓斜斗壁贮料压力。钢斜斗上的贮料压力标准值 p_n 是一个恒定值，按式（9-6）、式（9-7）计算：

$$p_n=\zeta p_{vh} \quad (9\text{-}6)$$

$$p_{vh}=C_v\frac{\gamma\rho}{\mu k}(1-e^{-\mu k h_n}/\rho) \quad (9\text{-}7)$$

式中 p_{vh}——斜斗顶面单位面积上的竖向压力标准值，kN/m²；

C_v——竖向压力修正系数，取 2.0；

e——自然对数的底；

μ——贮料与斗竖壁摩擦系数；

h_n——贮料计算高度，贮料顶面或贮料锥体重心到斜斗顶面的距离，m；

ρ——煤斗水平净截面水力半径，按照表 9-3 采用，m。

当式（9-7）计算结果大于 γh_n 时，按式（9-8）计算：

$$p_{vh}=\gamma h_n \quad (9\text{-}8)$$

表 9-3 煤斗水平净截面水力半径 ρ

煤斗类型	圆形煤斗	矩形煤斗	星斗
ρ	$d_n/4$	$\frac{a_n b_n}{2(a_n+b_n)}$	$\sqrt{A}/4$

注 d_n 为内径；a_n、b_n 为平面净尺寸；A 为平面净面积。

（3）恒荷载。

1）煤斗自重和内衬自重。初步设计时，煤斗自重和内衬自重可按式（9-9）和式（9-10）计算。

矩形煤斗：

$$G_k=0.1\gamma V \quad (9\text{-}9)$$

其他煤斗：

$$G_k=0.08\gamma V \quad (9\text{-}10)$$

式中 G_k——煤斗及内衬自重，kN；

V——整个煤斗的容积，m³。

2）钢煤斗吊挂给料设备荷重。钢煤斗吊挂给料设备计算荷载按式（9-11）计算：

$$G_k=C_d G_S \quad (9\text{-}11)$$

式中 G_k——吊挂给料设备计算荷载，kN；

C_d——给料设备的动力系数，由设备厂家提供，或者由设计人员根据设备的动力特性自行确定；

G_S——给料设备自重（包括给料设备本身的重量和设备里面包含的贮料重量），该值应由设备厂家提供，kN。

2. 矩形煤斗设计

（1）矩形煤斗的型式按下列要求确定。

1）矩形煤斗由上部直段和下部斜段组成。与一般其他用途的矩形煤斗不同的是，下部斜斗不仅仅作为卸煤的漏斗之用，而且还作为保证贮煤容积的重要部分，其容积往往与上部直段接近，甚至大于上段部分。

2）矩形煤斗按支承方式分为悬吊式与支承式两种。悬吊式煤斗是将煤斗吊挂在上层楼面梁下，有时也可将楼面梁作为煤斗竖壁的一部分；支承式煤斗是在直段和斜段交接处将直段支承于大梁上，斜斗部分吊挂，如图 9-4 所示。

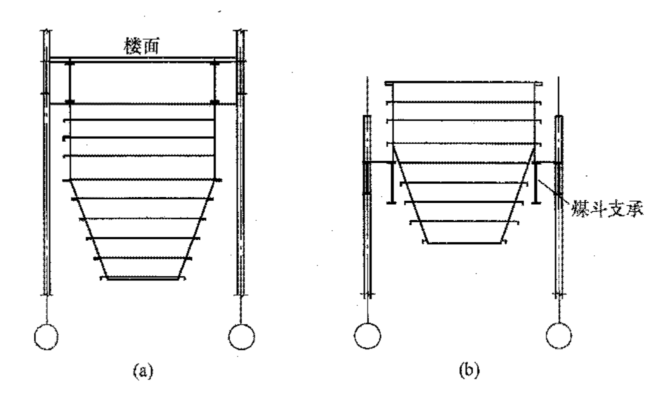


图 9-4 钢煤斗支承方式示意图

（a）悬吊式；（b）支承式

（2）矩形煤斗的结构布置按下列要求执行。

1）平面尺寸 a_n、b_n≤4m，且总高 h 较小时，直段及斜段均可采用钢板或角钢水平加劲肋。直段水平加劲肋垂直于壁板，斜斗段水平加劲肋可水平放置或垂直于壁板，如图 9-5 所示。

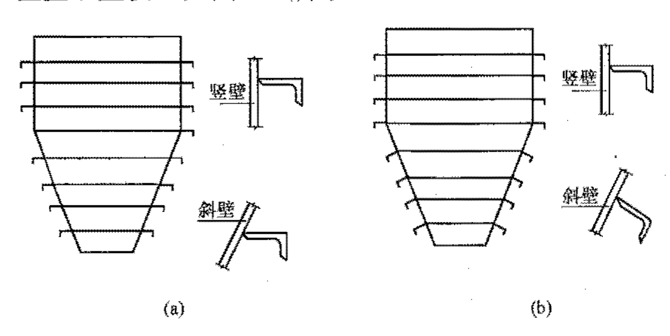


图 9-5 水平加劲肋放置方向示意图

（a）悬吊式；（b）支承式

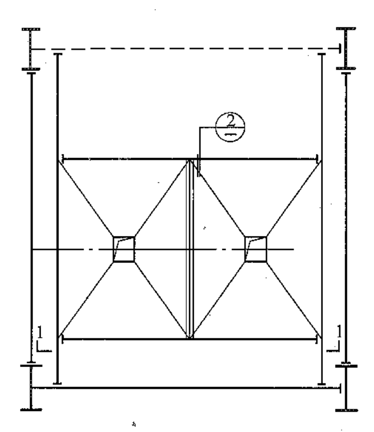
2）平面尺寸 a_n、b_n=5～6m 时，总高 h=8～10m 时，直段及斜段均宜采用水平放置的角钢水平加劲肋。为减小钢板厚度可设置垂直加劲肋，垂直加劲肋一般为钢板。

3）平面尺寸 a_n、b_n=6～8m 时，直段可采用角钢

或型钢水平加劲肋；斜段宜采用水平放置的型钢水平加劲肋，为减小钢板厚度宜设置垂直加劲肋。垂直加劲肋可根据需要在各水平段采用不同的间距。

4）平面尺寸 a_n、b_n>8m 时，直段及斜段均应采用水平放置的型钢水平加劲肋。为减小钢板厚度应设置垂直加劲肋。

5）有两个卸料口的钢煤斗，与独立煤斗相似，仅在两斜斗交接处用一水平肩梁将两侧斜壁连接起来，作为斜壁的悬挂点。肩梁在两端部固定在与其垂直的梁上或竖壁上，如图 9-6 所示。当固定在壁板上时，壁板外相对应的位置上应设垂直加劲肋或采取其他加固方式。



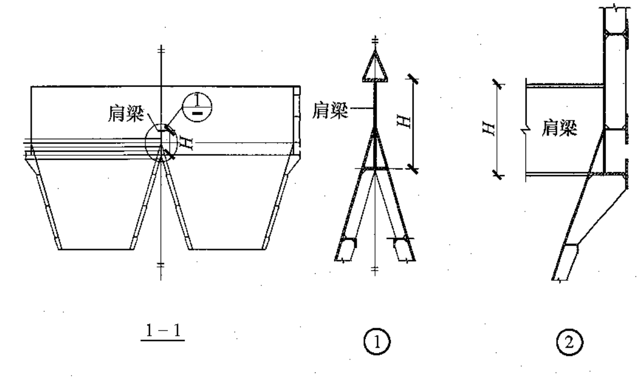


图 9-6　双斗口矩形煤斗内侧交接部位处理

（3）煤斗几何特性。煤斗尺寸如图 9-7 所示，计算见式（9-12）～式（9-18）。

1）煤斗体积：

$$V=a_n b_n h_n+\frac{h_h}{6}[(2a_n+a_0)b_n+(2a_0+a_n)b_0] \quad (9\text{-}12)$$

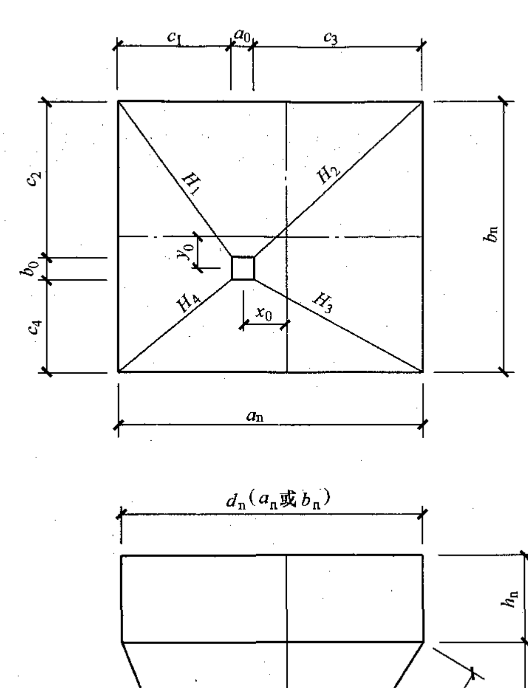
2）煤斗几何重心坐标：

$$x_c=x_0 h_h\frac{(a_0+a_n)(b_0+b_n)+2a_0b_0}{12V} \quad (9\text{-}13)$$

$$y_c=y_0 h_h\frac{(a_0+a_n)(b_0+b_n)+2a_0b_0}{12V} \quad (9\text{-}14)$$

3）煤斗斜壁高 H_i 及该壁与水平面夹角 α_i：

$$H_i=\sqrt{h_h^2+c_i^2} \quad (9\text{-}15)$$



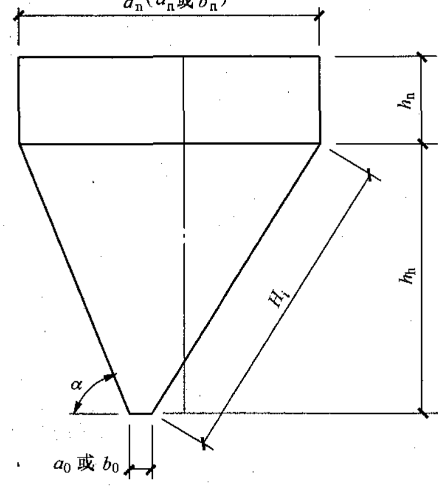


图 9-7　煤斗尺寸示意图

$$\alpha_i=\tan^{-1}(h_h/c_i) \quad (9\text{-}16)$$

4）相邻斜壁斜交线长 l_i 及该交线与水平面的夹角 β：

$$l_i=\sqrt{h_h^2+c_i^2+c_{i+1}^2} \quad (9\text{-}17)$$

$$\beta_i=\tan^{-1}(h_h/\sqrt{c_i^2+c_{i+1}^2}) \quad (9\text{-}18)$$

（4）矩形煤斗的计算原则按下列要求执行。当矩形浅煤斗的仓壁、斜斗及边梁整体连接时，其计算模型可简化为由薄板、杆件单元组成的一个空间体系，在荷载作用下共同受力。根据变形协调条件，用有限元法，利用计算机程序对其进行空间分析，计算结果较为精确。当受到条件限制时，可按平面构件方法计算。

煤斗在贮料煤压力作用下，其内力计算包括以下三个部分：

1）在直段仓壁、斜斗壁平面内，水平、垂直或斜向的拉力计算。

2）仓壁、斜斗壁平面外的弯曲计算。

3）仓壁、斜斗壁平面内的弯曲计算。

当煤斗仅设水平加劲肋时，相邻壁板传来的水平拉力由水平加劲肋承受，水平加劲肋还承受壁板

传来的水平（法向）压力引起的弯矩；壁板在水平压力作用下单向受弯，并承受竖向荷载引起的全部竖向拉力。

当设双向（水平及垂直）交叉加劲肋时，可按主次梁体系计算壁板和垂直加劲肋的弯矩。壁板双向受弯并承受竖向（斜向）拉力；垂直加劲肋仅承受壁板传来的水平（法向）荷载引起的弯矩；水平加劲肋除承受相邻壁板传来的水平拉力外，还承受壁板垂直加劲肋传来的水平（法向）荷载引起的弯矩。

支承式煤斗的钢竖壁承受贮料水平压力作用下的平面外弯矩和相邻竖壁传来的水平拉力；悬吊式煤斗的钢竖壁还承受下部吊斗传来的竖向拉力，一般悬吊式煤斗钢竖壁上方的吊点很密，通常与上部梁连续连接，故不考虑竖壁平面内弯矩的计算。

（5）构件计算按下列要求执行。煤斗的竖直段一般设置水平加劲肋，为减小钢板厚度也可设置垂直加劲肋。计算包括壁板、水平加劲肋、垂直加劲肋的强度及挠度验算。

1）壁板计算按下列要求执行：

a. 水平加劲肋和垂直加劲肋可视为壁板的弹性支点，将壁板划分为双向板或单向板。

b. 双向板可近似按四边固定板计算。壁板的容许挠度值[v]见表 9-2。壁板厚度一般为 10～14mm。

c. 垂直加劲肋计算一般按支承于水平加劲肋上的简支梁计算，垂直加劲肋一般为钢板。

2）水平加劲肋按封闭框架计算。水平加劲肋由壁板、型钢或角钢组成。水平加劲肋的容许挠度值[v]见表 9-2。计算简图及截面如图 9-8 所示。

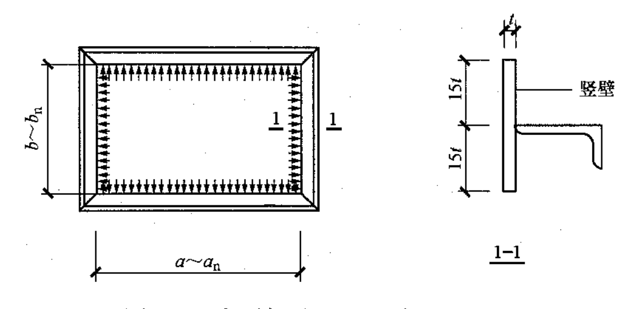


图 9-8　水平加劲肋计算简图（一）

3）煤斗的下部斜斗计算内容同上部竖直段。水平加劲肋可水平放置或垂直于壁板。水平放置的加劲肋按封闭框架计算，计算简图及组合截面型式如图 9-9（a）所示。垂直于壁板的加劲肋可按简支梁计算，计算简图及组合截面型式如图 9-9（b）所示。当钢材型号为 Q235 时，壁板长度采用 15t（t 为壁板厚度），对其他型号应进行折减。

（6）矩形煤斗的计算按下列要求执行。

1）斜斗壁任一水平面单位宽度上的斜向拉力设计值 N_i 按式（9-19）计算：

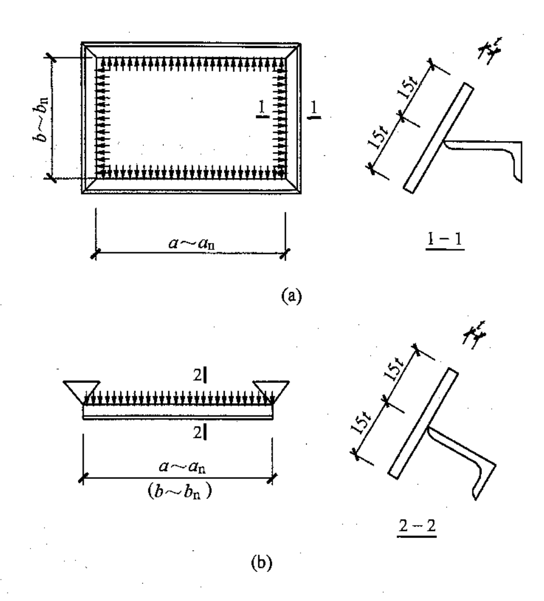


图 9-9　水平加劲肋计算简图（二）

（a）水平放置的加劲肋；（b）垂直放置的加劲肋

$$N_i = \frac{N_{vi}}{\sin\alpha_i} \tag{9-19}$$

$$N_{v1} = \frac{G_h t_x t_y}{2(a_h + b_h)} \tag{9-20}$$

$$N_{v2} = \frac{G_h (2-t_x) t_y}{2(a_h + b_h)} \tag{9-21}$$

$$N_{v3} = \frac{G_h (2-t_x)(2-t_y)}{2(a_h + b_h)} \tag{9-22}$$

$$N_{v4} = \frac{G_h t_x (2-t_y)}{2(a_h + b_h)} \tag{9-23}$$

$$t_x = 1 + \frac{6x_c(a+b)}{a(a+3b)} \tag{9-24}$$

$$t_y = 1 + \frac{6y_c(a+b)}{a(b+3a)} \tag{9-25}$$

$$G_h = \gamma_Q Q + \gamma_G G \tag{9-26}$$

式中　α_i——斜斗壁与水平面的夹角，(°)；

N_{vi}——斜斗壁相应水平截面单位宽度上的竖向拉力；

a_h、b_h——计算截面处斗壁的长度和宽度，m；

G_h——计算截面以下的斜斗壁承受的全部竖向荷载设计值，kN；

Q——计算截面以下的贮料荷载，kN；

G——计算截面以下的斜斗壁自重和斗口给料设备荷载之和，kN。

当煤斗对称布置时按式（9-27）计算：

$$N_{vi} = \frac{G_h}{2(a_h + b_h)} \tag{9-27}$$

2）当无加劲肋时，斜斗壁还要承受相邻斜斗壁在贮料法向荷载和斗壁自重作用下对该斗壁产生的水平拉

力，如图 9-10 所示，其值按式（9-28）、式（9-29）计算：

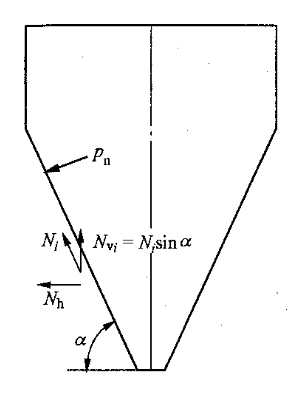


图 9-10　斜斗壁水平拉力示意图

$$N_{ha}=(\gamma_Q p_{nb}+\gamma_Q g\cos\alpha_{i\pm1})\frac{b_h}{2}\sin\alpha_i \tag{9-28}$$

$$N_{hb}=(\gamma_Q p_{na}+\gamma_Q g\cos\alpha_{i\pm1})\frac{a_h}{2}\sin\alpha_i \tag{9-29}$$

式中　N_{ha}、N_{hb}——煤斗长边和短边斜斗壁沿斜向单位宽度上水平拉力设计值，kN/m；

p_{na}、p_{nb}——煤斗长边和短边斜斗壁的贮料法向压力标准值，kN/m²；

g——斜斗壁斜向单位面积重力标准值，kN/m²；

a_h、b_h——计算截面处的煤斗长度和宽度，m；

α_i、$\alpha_{i\pm1}$——该斜斗壁和相邻斜斗壁与水平面的夹角。

3）斜斗壁弯矩设计值和挠度计算按下列要求执行：

水平加劲肋和垂直加劲肋可以当做斜斗壁的弹性支点，斜斗壁可划分为单向板或者双向板。

双向板可以按照四边固定板，并按式（9-30a）、式（9-30b）计算：

$$M_{max}=\alpha\gamma_Q p_n a^2 \tag{9-30a}$$

$$\upsilon=\beta\frac{p_n a^4}{Et^3} \tag{9-30b}$$

式中　M_{max}——斜斗壁弯矩，kN·m；

υ——煤斗结构构件产生的变形值；

p_n——该壁板平均法向压力标准值，kN/m²；

α、β——系数，根据 a/b 的比值按照表 9-4 采用；

a、b——该壁板短边和长边的边长，m；

t——斜斗壁板厚度，m；

E——钢材的弹性模量，N/mm²。

表 9-4　　四边固定板的系数 α、β

a/b	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
α	0.0829	0.0814	0.0793	0.0766	0.0735	0.0701	0.0664	0.0626	0.0588	0.0550	0.0513
β	0.0276	0.0269	0.0258	0.0245	0.0230	0.0215	0.0199	0.0183	0.0167	0.0153	0.0139

当为单向板时，仍按式（9-29）、式（9-30）计算，但取 $\alpha=0.010$，$\beta=0.90$。

三角形板和梯形板可以转换为矩形板进行计算，如图 9-11 所示。

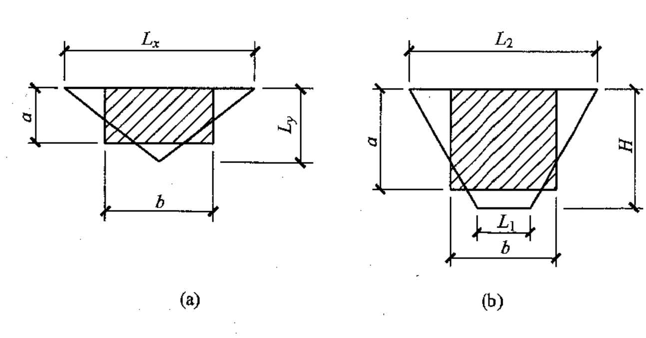


图 9-11　三角形板和梯形板转换为矩形板示意图
（a）三角形板；（b）梯形板

梯形板转换为矩形板，按式（9-31）、按式（9-32）计算：

$$a=H-\frac{1}{6}L_2\left(\frac{L_2-L_1}{L_2+L_1}\right) \tag{9-31}$$

$$b=\frac{2}{3}L_2\left(\frac{2L_1+L_2}{L_2+L_1}\right) \tag{9-32}$$

三角形板转换为矩形板，按式（9-33）、式（9-34）计算：

$$a=L_y-\frac{L_x}{6} \tag{9-33}$$

$$b=\frac{2}{3}L_x \tag{9-34}$$

4）单肢垂直于斜斗壁的水平加劲肋计算按下列要求执行：

a．水平加劲肋承受的法向荷载标准值按式（9-35）、式（9-36）计算：

$$q_a=p_{na}\frac{L_i+L_{i+1}}{2} \tag{9-35}$$

$$q_b=p_{nb}\frac{L_i+L_{i+1}}{2} \tag{9-36}$$

式中　p_{na}、p_{nb}——水平加劲肋处法向压力标准值，kN/m²；

L_i、L_{i+1}——该加劲肋上下两壁板的跨度，m。

b．相邻斜壁板对水平加劲肋产生的水平拉力设计值按式（9-37）、式（9-38）计算：

$$N_{ha}=\gamma_Q q_b \frac{b_h}{2} \tag{9-37}$$

$$N_{hb}=\gamma_Q q_a \frac{a_h}{2} \tag{9-38}$$

c．单肢水平加劲肋的弯矩设计值和挠度按式（9-39）～式（9-42）计算（见图 9-12）：

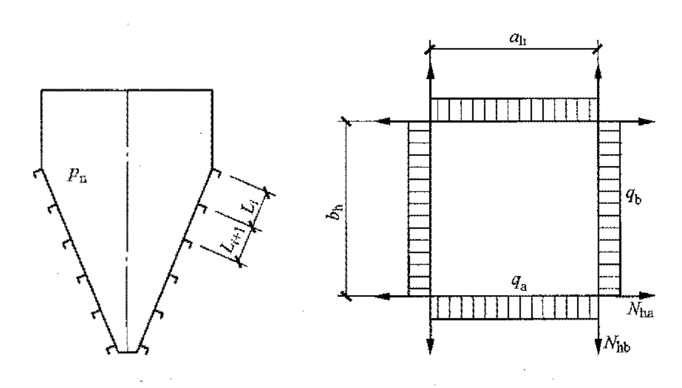


图 9-12 与斜壁板垂直的单角钢加劲肋示意图

弯矩

$$M_a=\gamma_Q\, q_a a_h^2/8 \tag{9-39}$$

$$M_b=\gamma_Q\, q_b b_h^2/8 \tag{9-40}$$

挠度

$$\upsilon_a=\frac{5q_a a_b^4}{384EI} \tag{9-41}$$

$$\upsilon_b=\frac{5q_b b_h^4}{384EI} \tag{9-42}$$

式中 I——组合截面惯性矩，当采用角钢时，可查《贮仓结构设计手册》表 4.16～表 4.18 中 α=90°一栏（组合截面中包含加劲肋两侧各 15 倍斜壁板厚度），mm^4。

5）单肢水平布置的加劲肋计算按下列要求执行：

a．水平加劲肋的水平荷载标准值按式（9-43）、式（9-44）计算：

$$q_a=p_{na}\frac{L_i+L_{i+1}}{2}\sin\alpha_i \tag{9-43}$$

$$q_b=p_{nb}\frac{L_i+L_{i+1}}{2}\sin\alpha_i \tag{9-44}$$

b．相邻斜壁板对水平加劲肋产生的水平拉力设计值按式（9-37）、式（9-38）计算。

c．水平加劲肋的弯矩设计值和挠度按式（9-45）～式（9-49）计算：

支座弯矩 $$M^0=\gamma_Q q_a \frac{1+C^3}{12(1+C)} a_h^2 \tag{9-45}$$

跨中弯矩 $$M_a=\gamma_Q q_a a_h^2/8-M^0 \tag{9-46}$$

$$M_b=\gamma_Q q_b b_b^2/8-M^0 \tag{9-47}$$

挠度 $$\upsilon_a=\frac{\xi q_a a_h^4}{384EI} \tag{9-48}$$

$$\upsilon_b=\frac{\xi q_b b_h^4}{384EI} \tag{9-49}$$

式中 ξ——系数，与加劲肋两端的弯矩有关，见表 9-5；

I——组合截面惯性矩，当采用角钢时，可查《贮仓结构设计手册》表 4.16～表 4.18（组合截面中包含加劲肋两侧各 15 倍斜壁板厚度），mm^4。

表 9-5　　挠度系数 ξ

β	8	9	10	11	12	13	14	15	17	19	21	23	∞
α													
10			0.20										
11		0.16	0.42	0.64									
12	0.03	0.34	0.60	0.82	1.00								
13	0.18	0.50	0.76	0.97	1.15	1.31							
14	0.32	0.63	0.89	1.11	1.29	1.44	1.57						
15	0.11	0.75	1.01	1.22	1.40	1.55	1.69	1.80					
17	0.63	0.94	1.20	1.41	1.59	1.74	1.87	1.99	2.18				
19	0.78	1.10	1.35	1.56	1.74	1.89	2.02	2.14	2.33	2.47			
21	0.91	1.22	1.47	1.69	1.86	2.02	2.15	2.26	2.45	2.59	2.71		
23	1.01	1.32	1.58	1.79	1.97	2.12	2.25	2.36	2.55	2.69	2.81	2.91	
∞	2.08	2.39	2.64	2.85	3.03	3.18	3.30	3.42	3.60	3.75	3.87	3.96	5.00

注 $\alpha=\frac{ql^2}{M_A}$；$\beta=\frac{ql^2}{M_B}$；M_A、M_B 分别为受弯构件两端的弯矩标准值。

6）垂直加劲肋一般按照两端支承在水平加劲肋上的简支梁进行计算，各种荷载型式见表 9-6。

表 9-6 常见荷载作用下小跨度简支梁计算

荷载形式	最大弯矩设计值	挠度
三角形荷载（一端为0，另一端为 q），跨度 l	$M_{max}=0.0642\gamma_Q ql^2$	$\upsilon_{max}=0.00652\dfrac{ql^4}{EI}$
跨中为 q 的三角形荷载，$l/2$，$l/2$	$M_{max}=\dfrac{\gamma_Q ql^2}{12}$	$\upsilon_{max}=\dfrac{ql^4}{120EI}$
梯形荷载 q，两端各 a，跨度 l	$M_{max}=\dfrac{\gamma_Q ql^2}{24}(3-4a^2)$	$\upsilon_{max}=\dfrac{ql^4}{240EI}\left(\dfrac{25}{8}-5a^2+2a^4\right)$
梯形荷载 q_1、q_2，跨度 l	$M_{max}=\dfrac{\gamma_Q}{16}(q_1+q_2)l^2$	$\upsilon_{max}=\dfrac{5\bar{q}l^4}{384EI}$

注 1. E 为钢材弹性模量，I 为组合截面惯性矩。

2. $a=\dfrac{a}{l}$，$\bar{q}=(q_1+q_2)l^2$。

3. 本表梯形荷载下弯矩和挠度计算只适用于跨度较小、q_1 与 q_2 较接近的情况，否则需按照结构力学方法精确计算。

（7）矩形煤斗构件验算按下列要求执行。

1）斜斗壁板和加劲肋的截面均可按照最大弯矩设计值初选，按式（9-50）验算：

$$W=\frac{M_{max}}{0.9f} \tag{9-50}$$

式中 W——结构构件截面抵抗矩，mm^3；

f——钢材抗弯强度设计值，N/mm^2。

2）斜斗壁板构件强度按式（9-51）验算：

$$\frac{N}{A}+\frac{M}{\gamma W}\leqslant f \tag{9-51}$$

$$W=\frac{t^2}{6}$$

$$A=bt$$

式中 N、M——壁板同一方向拉力和弯矩设计值，kN、kN·m；

γ——截面塑性发展系数，1.0～1.2；

W——壁板每米宽度截面抵抗矩，mm^3；

A——壁板每米宽度截面面积，mm^2；

f——钢材抗弯强度设计值，N/mm^2；

t——壁板厚度，m；

b——壁板短边长度，mm。

3）水平加劲肋强度按式（9-52）验算：

$$\frac{N_h}{A}+\frac{M}{\gamma W}\leqslant f \tag{9-52}$$

式中 A、W——组合截面面积和截面抵抗矩，角钢水平加劲肋可以查《贮仓结构设计手册》表 4.16～表 4.18；

γ——组合截面塑性发展系数，角钢加劲肋为 1.05，钢板加劲肋形成的 T 形截面，上边缘为 1.05，下边缘为 1.2。

4）垂直加劲肋强度按式（9-53）验算：

$$\frac{M}{\gamma W}\leqslant f \tag{9-53}$$

5）构件挠度按式（9-54）验算：

$$\upsilon\leqslant[\upsilon] \tag{9-54}$$

式中 $[\upsilon]$——受弯构件允许挠度，斗壁板 $[\upsilon]=l/150$，l 为两个加劲肋间距离，加劲肋 $[\upsilon]=l/250$，l 为加劲肋的跨度。

6）加劲肋组合截面抵抗矩计算方法按下列要求执行（下列公式及示意图仅针对钢材型号为 Q235，对其他型号应进行折减）：

a. 钢板组合截面水平加劲肋计算截面见图 9-13（a），重心位置按式（9-55）计算：

$$d_1=\frac{30t_1t_1\dfrac{t_1}{2}+t_2h\left(\dfrac{h}{2}+t_1\right)}{30t_1t_1+t_2h}=\frac{15t_1^3+t_2h\left(\dfrac{h}{2}+t_1\right)}{30t_1^2+t_2h} \tag{9-55}$$

b. 截面惯性矩按式（9-56）计算：

$$I=\frac{30t_1^4}{12}+30t_1^2\left(d_1-\frac{t_1}{2}\right)^2+\frac{t_2h^3}{12}+ht_2\left(\frac{h}{2}+t_1-d_1\right)^2 \tag{9-56}$$

c. 截面抵抗矩按式（9-57）、式（9-58）计算：

$$W_1=\frac{I}{d} \tag{9-57}$$

$$W_2=\frac{I}{d_1} \tag{9-58}$$

$$d=h+t_1-d_1$$

d. 垂直于斜斗壁的型钢水平加劲肋计算截面见图 9-13（b），截面特性可查《贮仓结构设计手册》表 4.16～表 4.18 中α= 90°一栏。

e. 单肢水平的型钢水平加劲肋计算截面见图 9-13（c），截面特性可查《贮仓结构设计手册》表 4.16～表 4.18，水平加劲肋应采用不等边角钢，角钢短肢在外，长肢与斗壁连接。

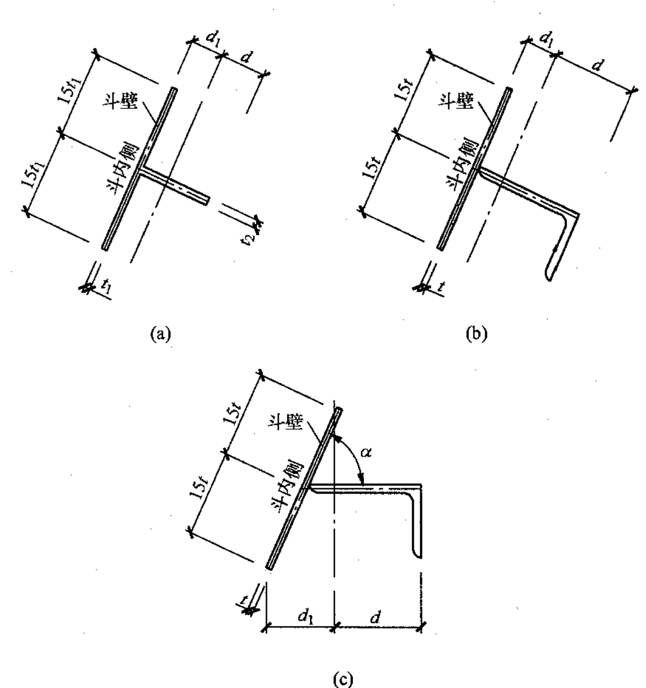


图 9-13 加劲肋组合截面示意图

（a）钢板组合截面；（b）垂直于斜斗壁的型钢组合截面；（c）单肢水平的型钢

3. 圆形煤斗设计

圆形煤斗由上部圆筒和下部圆锥斗组成，一般采用支承式较多。

圆形煤斗壁在煤斗自重及贮料煤的压力作用下，承受环向拉力、径向力及斗口给料设备吊重引起的板平面内的拉力。

（1）圆形煤斗的型式和布置与矩形煤斗类似。

（2）几何特性按下列要求执行，尺寸示意图如图 9-14 所示。

1）煤斗体积按式（9-59）计算：

$$V=V_1+V_2=\frac{\pi d_n^z}{4}h_h+\frac{\pi h_h}{12}(d_0^2+d_n^2+d_0d_n) \tag{9-59}$$

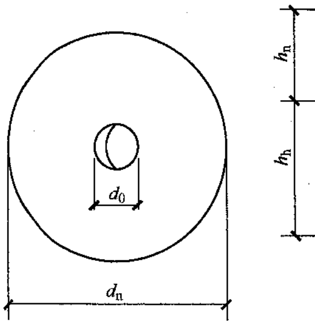
2）斜斗壁倾角按式（9-60）计算：

$$\tan\alpha=\frac{2h_h}{d_n-d_0} \tag{9-60}$$

3）斜斗壁斜长按式（9-61）、式（9-62）计算：

$$l_1=\frac{d_0}{2\cos\alpha} \tag{9-61}$$

$$l_2=\frac{d_n}{2\cos\alpha} \tag{9-62}$$



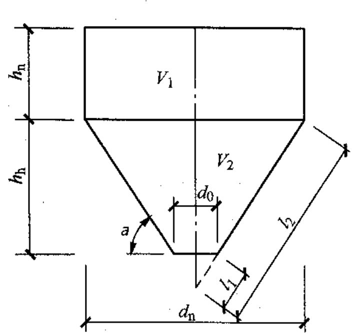


图 9-14 圆形煤斗尺寸示意图

（3）圆形煤斗计算按下列原则执行。

1）圆形煤斗计算截面处斜斗壁单位宽度上的环向拉力设计值 N_Q（kN/m），在贮料荷载和自重作用下按式（9-63）～式（9-66）计算：

$$N_Q=1.08\gamma_Q\frac{\zeta\cot\alpha}{1-n}\left[(p_{v2}-p_{v1})\frac{l^2}{l_2}+(p_{v1}-np_{v2})l\right] \tag{9-63}$$

$$n=l_1/l_2$$

式中 ζ ——法向压力系数；

p_{v1}、p_{v2} ——贮料作用于斜斗顶部和底部单位面积上的竖向压力标准值，kN/m²。

a. 斜斗顶部的环向拉力设计值可令 $l=l_2$，代入式（9-63）中，得

$$N_Q=1.08\gamma_Q\zeta\cot\alpha p_{v2}l_2 \tag{9-64}$$

b. 斜斗底部的环向拉力设计值可令 $l=l_1$，代入式（9-63）中，得

$$N_Q=1.08\gamma_Q\zeta\cot\alpha p_{v1}l_1 \tag{9-65}$$

c. 当斜斗作为深仓的仓底使用时，其环向拉力设计值可令式（9-63）中 $p_{v2}=p_{v1}=p_v$，得

$$N_Q=1.08\gamma_Q\zeta\cot\alpha p_v l \tag{9-66}$$

2）圆形煤斗计算截面处斜斗壁单位宽度上的斜向拉力设计值 N_m（kN/m），在煤斗自重和贮料荷载作用下按式（9-67）～式（9-72）计算：

$$N_{m1}=1.08\gamma_Q\frac{l\cot\alpha}{2}\left[\frac{l_2(p_{v1}-np_{v2})-l(p_{v1}-p_{v2})}{l_2-l_1}+\frac{\gamma\sin\alpha}{3}\left(l-\frac{l_1^3}{l^2}\right)\right] \tag{9-67}$$

a. 斜斗顶部斜向拉力设计值可令式（9-66）中 $l=l_2$，得

$$N_{m1}=1.08\gamma_Q\frac{l_2\cot\alpha}{2}\left[p_{v2}+\frac{\gamma\sin\alpha}{3}l_2(1-n^3)\right] \tag{9-68}$$

b. 斜斗底部斜向拉力设计值可令式（9-66）中 $l=l_1$，得

$$N_{m1}=1.08\gamma_Q\frac{l_1\cot\alpha}{2}p_{v1} \tag{9-69}$$

c. 当斜斗作为深仓仓底使用时，其斜向拉力设计值可令式（9-66）中 $p_{v2}=p_{v1}=p_v$，得

$$N_{m1}=1.08\gamma_Q\frac{l\cot\alpha}{2}\left[p_v+\frac{\gamma\sin\alpha}{3l^2}(l^3-l_1^3)\right] \tag{9-70}$$

d. 圆形煤斗在斗口吊挂给料设备荷载作用下的斜向拉力设计值为：

$$N_{m2}=\frac{\gamma_G G_k}{\pi d_h\sin\alpha} \tag{9-71}$$

式中 G_k——斗口吊挂给料设备荷载标准值。

e. 圆形煤斗在煤斗自重、贮料荷载和斗口吊挂给料设备荷载共同作用下的斜向拉力设计值为：

$$N_m=N_{m1}+N_{m2} \tag{9-72}$$

3）圆形煤斗构件强度按式（9-73）验算：

$$\sigma=\frac{N_{max}}{t}\leqslant f \tag{9-73}$$

$$N_{max}=\mathrm{MAX}(N_Q,\ N_m)$$

式中 t——壁板厚度，mm；

f——钢材抗拉强度设计值，N/mm^2。

经过计算，圆形煤斗壁厚一般采用 10～12mm。

4. 注意事项

（1）水平加劲肋由壁板、型钢或角钢组成，故板的强度等级应与水平肋一致。

（2）有时工艺专业将下部漏斗底部截取一段作为工艺导流装置，设计不在土建范围内，但计算时斜斗计算高度应将此段考虑进去，以免丢失该部分荷载。

（3）煤斗出料口处的斗口梁或悬挂小钢斗的埋设件应考虑磨损和腐蚀的影响，其计算荷载应考虑上部煤柱重及悬挂物重量。煤斗外形过渡段及下部斜斗段宜设置耐磨内衬。

（4）支承式煤斗应与皮带层结构脱开，并应采取防止煤尘散逸的措施，通常做法是斗顶做封闭盖，在盖顶预留落煤口、除尘设备口及检测控制口。

（5）钢煤斗与混凝土主体结构之间应留有一定的安装空隙。

（6）钢煤斗外壁及距煤斗顶 1.5m 范围内的内壁应涂刷防腐涂料，内壁的其他部位可不涂刷。

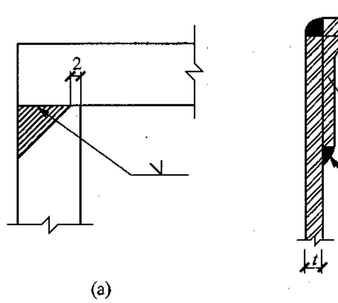
（7）煤斗外形过渡段和下部漏斗段宜设置耐磨层。

四、构造要求

（一）矩形煤斗相邻壁板间连接构造

1. 直段相邻壁板间连接

相邻壁板间的连接构造，小型煤斗可采用熔透的对接焊缝，如图 9-15（a）所示；较大煤斗相邻壁板间应设加强角钢，这时相邻壁板间及侧壁与加强角钢间应采用角焊缝满焊，如图 9-15（b）所示。



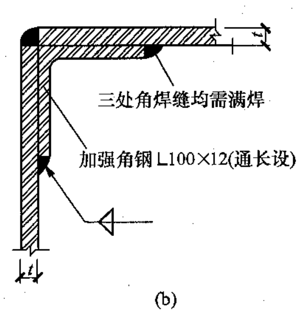


图 9-15 煤斗壁板链接构造详图

（a）小型煤斗壁连接；（b）较大煤斗壁连接

t—壁板厚度

2. 斜段相邻壁板间连接

在斜斗段，相邻壁板间的连接构造可采用与直段相同的方法。为防止积煤，也可采用圆弧板在壁板转角处内侧进行加强，采用角焊缝连接，如图 9-16 所示。

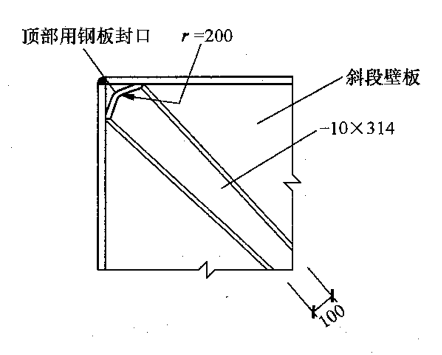


图 9-16 相邻侧壁连接详图

（二）矩形煤斗加劲肋间连接

1. 水平加劲肋间连接

封闭的水平加劲肋之间应采用对接焊缝。

（1）竖直段水平加劲肋间转角处连接构造如图 9-17 所示。

（2）斜斗段水平放置（封闭框架）的加劲肋转角处连接构造如图 9-18 所示。

2. 垂直加劲肋的连接

垂直加劲肋与水平加劲肋及壁板间采用双面角焊缝连接，如图 9-19 所示。

（三）壁板间拼接焊缝

所有坡口对接焊缝应完全焊透，斗壁焊缝焊后磨光，焊缝质量按二级检验。

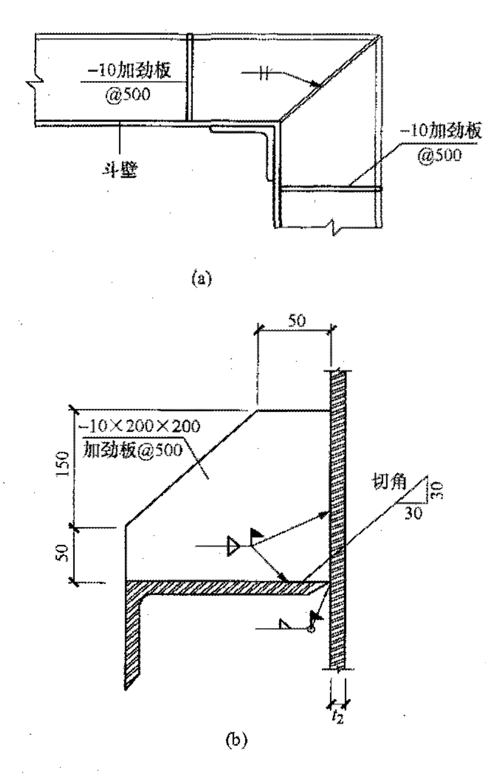
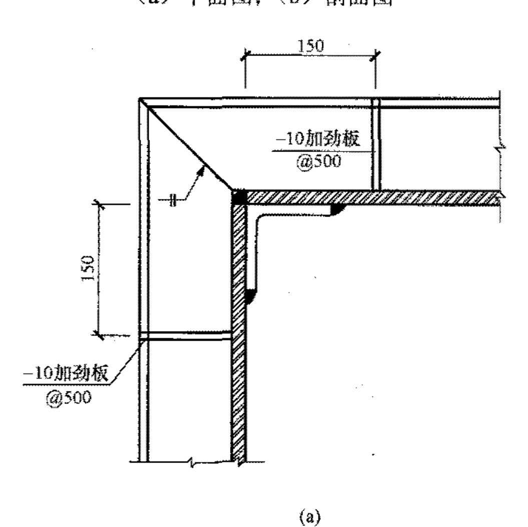


图 9-17 直臂段水平加劲肋之间连接详图
（a）平面图；（b）剖面图



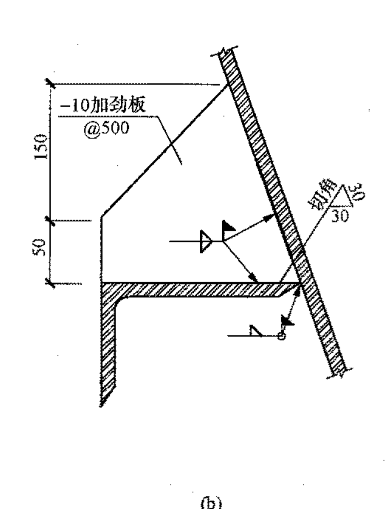


图 9-18 斜斗段水平加劲肋之间连接详图
（a）封闭肋平面图；（b）封闭肋剖面图

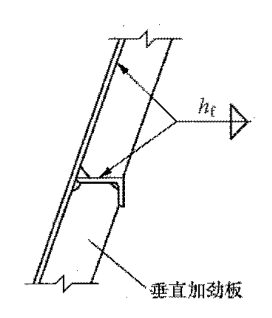


图 9-19 垂直加劲肋连接详图

1. 矩形煤斗

矩形煤斗壁板间拼接焊缝如图 9-20、图 9-21 所示。

矩形煤斗直壁与斜壁的加强节点如图 9-22 所示。

2. 圆形煤斗

圆形煤斗侧壁焊缝包括壁板水平拼接焊缝及壁板垂直拼接焊缝，如图 9-23 所示。

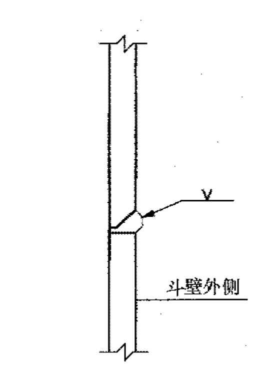


图 9-20 壁板水平拼接焊缝详图

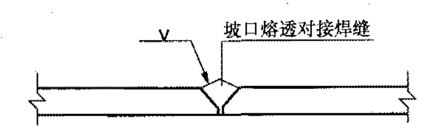


图 9-21 壁板垂直拼接焊缝详图

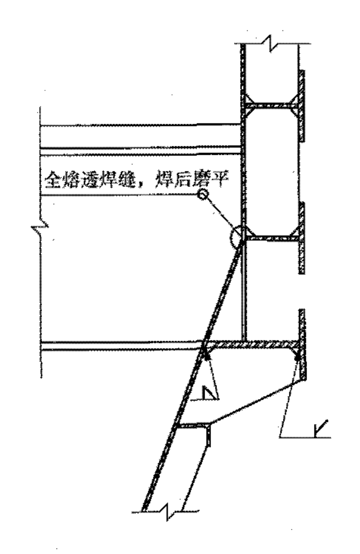


图 9-22 直壁与斜壁的加强节点

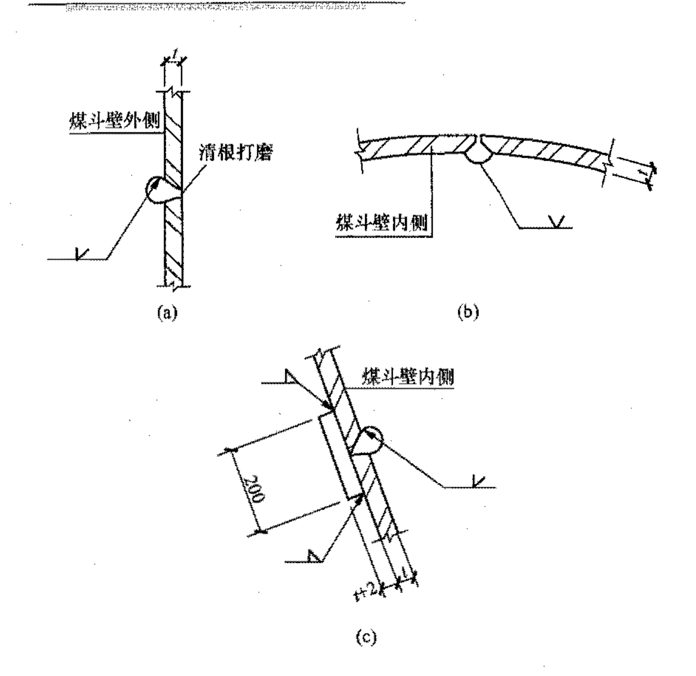


图 9-23　圆形煤斗壁板拼接焊缝详图
（a）水平拼接焊缝；（b）垂直拼接焊缝；
（c）锥斗处水平拼接焊缝

（四）矩形煤斗悬吊构造

（1）煤斗悬吊于楼面钢梁下，如图 9-24 所示。斗壁与楼面钢梁间采用剖口熔透焊接。

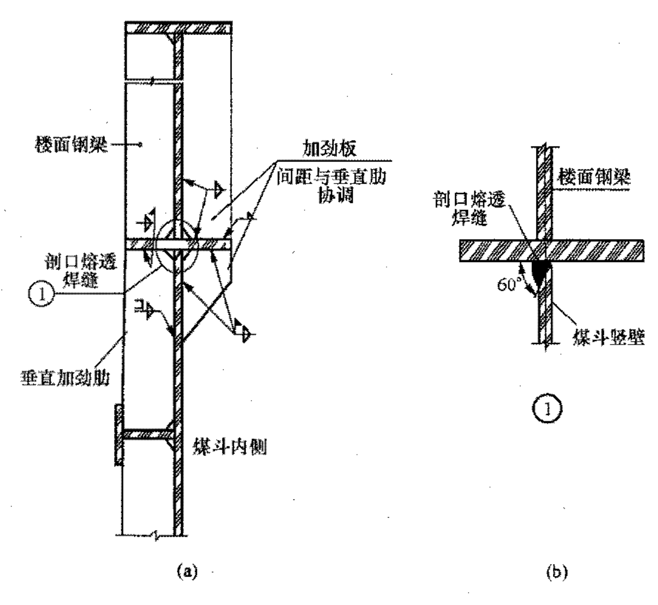


图 9-24　煤斗悬吊于楼面钢梁下
（a）煤斗与楼面钢梁连接详图；
（b）斗壁板与楼面钢梁连接详图

（2）煤斗悬吊于楼面混凝土梁下，如图 9-25 所示。

（五）煤斗与支承大梁连接

煤斗与支承大梁连接如图 9-26 所示。

五、矩形钢煤斗数据参考

通过工程实例及假定计算，选出 9 种外形尺寸的矩形钢煤斗，列于表 9-7 供参考。

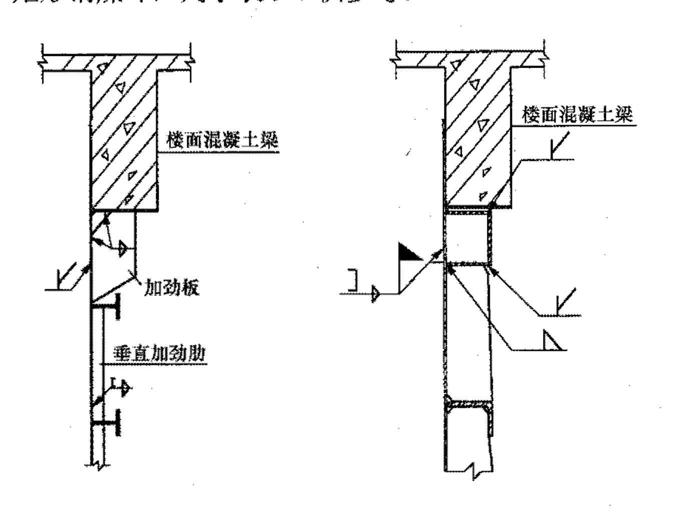


图 9-25　煤斗悬吊于楼面混凝土梁下

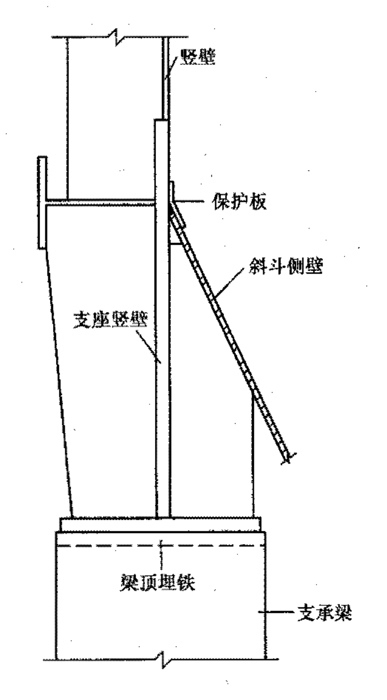


图 9-26　煤斗与支承大梁连接示意图

表 9-7　矩形钢煤斗数据参考

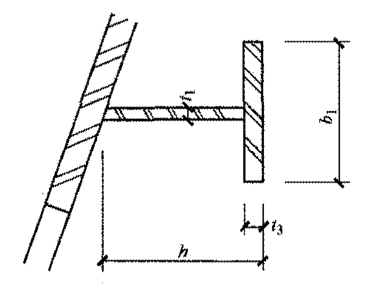
序号	部位	斗口尺寸（m×m）	段高 h_i（m）	壁板厚 t_i（mm）	水平加劲肋		垂直加劲肋		主材材质
					规格（角钢或 T 型钢）	间距（m）	设置情况	间距（m）	
1	直段	$a\times b$=11×8.5	5	12	T200×280×12×18	1.0～1.5	不设		Q345B
	斜斗	$a_h\times b_h$=1×1	12.5	14	T200×280×14×16	0.9～1.6	局部设置	0.5	Q345B

续表

序号	部位	斗口尺寸（m×m）	段高 h_i（m）	壁板厚 t_i（mm）	水平加劲肋		垂直加劲肋		主材材质
					规格（角钢或T型钢）	间距（m）	设置情况	间距（m）	
2	直段	$a\times b$=10×9	8	14	T200×280×14×16	0.9～1.5	局部设置	2.0	Q345B
	斜斗	$a_h\times b_h$=1×1	12	14	T220×300×14×18	0.7～1.5	局部设置	1.0	Q345B
3	直段	$a\times b$=10×9	5	12	T180×250×12×16	1.0～1.5	不设		Q345B
	斜斗	$a_h\times b_h$=2×2	12	14	T200×250×12×16	0.7～1.5	局部设置	1.0	Q345B
4	直段	$a\times b$=10×9	5	12	T180×250×12×16	1.0～1.5	不设		Q345B
	斜斗	$a_h\times b_h$=2×2	10	12	T200×280×12×16	0.8～1.2	局部设置	1.0	Q345B
5	直段	$a\times b$=8×8	5	12	L200×125×18	1.0～1.5	不设		Q345B
	斜斗	$a_h\times b_h$=2×2	12	12	T180×250×12×16	1.0～1.4	全高设置	0.5～2.0	Q345B
6	直段	$a\times b$=8×8	5	12	L200×125×18	1.0～1.5	不设		Q345B
	斜斗	$a_h\times b_h$=1.5×1.5	8	12	T180×250×12×16	1.0	全高设置	1.0～2.0	Q345B
7	直段	$a\times b$=8×8	5	12	L200×125×18	1.0～1.5	不设		Q345B
	斜斗	$a_h\times b_h$=1.5×1.5	6	12	T180×250×12×16	0.9～1.1	全高设置	1.5～2.0	Q345B
8	直段	$a\times b$=6×6	5	12	L160×100×16	1.0～1.5	不设		Q345B
	斜斗	$a_h\times b_h$=1.5×1.5	6	12	L200×125×14	1.0	全高设置	1.5～2.0	Q345B
9	直段	$a\times b$=4×4	4	10	L125×80×12	0.9～1.1	不设		Q235B
	斜斗	$a_h\times b_h$=1×1	5	10	L140×90×12	1.0	全高设置	1.5～2.0	Q235B

注　1. 下口尺寸是指与给煤机接口部位尺寸，并非工艺截取部分与土建专业的分界尺寸。

2. T型钢尺寸为 $b_1\times h\times t_1\times t_3$，详见下图。



3. 水平加劲肋间距为从上到下。

4. 因有关参数的差异（如煤的容重、斗口吊重及内衬等），此表仅供参考，不能作为设计依据。

第二节　吊　车　梁

一、一般规定

1. 基本要求

吊车按照使用情况和工作制分为轻、中、重和特重四个等级，即轻级工作制为A1～A3级，中级工作制为A4、A5级，重级工作制为A6、A7级，特重级工作制为A8级。火力发电厂厂房内吊车多属于轻级工作制，因此本节着重介绍轻级工作制吊车梁。

吊车梁可采用钢筋混凝土结构、预应力钢筋混凝土结构和钢结构。混凝土吊车梁结构型式一般为T形和矩形；火力发电厂工程多采用钢吊车梁，且为焊接实腹式结构，桁架结构较少采用。本节主要介绍轻级工作制的实腹式钢吊车梁。

因为简支结构具有构造简单、传力明确、施工方便等特点，所以钢吊车梁或钢吊车桁架一般按照简支结构进行设计。

2. 吊车梁承受的荷载

（1）吊车竖向荷载标准值应采用吊车的最大轮压。

（2）吊车纵向和横向水平荷载应按下列规定采用：

1）吊车纵向水平荷载标准值应按作用在同一侧轨道上所有刹车轮的最大轮压之和的10%采用，按式

(9-74)计算。该荷载的作用位置位于刹车轮与轨道的接触点，其方向与轨道方向一致。

$$H_z=0.1\Sigma p_{max} \tag{9-74}$$

式中 Σp_{max}——作用在同一侧轨道上，两台重量最大的吊车所有刹车轮（一般取每台吊车刹车轮的一半）最大轮压之和，kN。

2）吊车横向水平荷载标准值应取横行小车重量与额定起重量之和的下列百分数，并乘以重力加速度：

a. 软钩吊车按式（9-75）～式（9-77）计算，下列公式对于重级工作制吊车梁只用于计算挠度。

当额定起重量不大于 10t 时：

$$H=0.06\frac{Q+g}{n} \tag{9-75}$$

当额定起重量为 16～50t 时：

$$H=0.05\frac{Q+g}{n} \tag{9-76}$$

当额定起重量不小于 75t 时：

$$H=0.04\frac{Q+g}{n} \tag{9-77}$$

式中 H——吊车每个轮子的横向水平荷载标准值，kN；

Q——吊车起重量，kN；

g——小车的重量，kN；

n——吊车一侧的轮数。

b. 硬钩吊车按式（9-78）计算，该公式仅用于计算挠度：

$$H=0.10\frac{Q+g}{n} \tag{9-78}$$

当缺少资料时，软钩吊车可近似地按照以下原则确定：

当起重量 $Q\leqslant 50$t 时，$g=0.4Q$；

当起重量 $Q>50$t 时，$g=0.3Q$。

c. 计算重级工作制吊车梁（或吊车桁架）及制动结构的强度、稳定及连接（吊车梁或吊车桁架、柱相互的连接、制动结构）的强度时，应考虑因吊车摆动引起的横向水平荷载（此水平荷载不能与上述 a、b 项的计算值同时考虑），作用于每个轮压处的此水平荷载标准值按式（9-79）计算：

$$H_k=\alpha p_{max} \tag{9-79}$$

式中 α——系数，对一般软钩吊车取 0.1，抓斗或磁盘吊车取 0.15，硬钩吊车取 0.2；

p_{max}——作用于某一个吊车轮上的最大轮压标准值，kN。

横向水平荷载应等分于桥架的两端，分别由轨道上的车轮平均传至轨道，其方向与轨道垂直，并考虑正反两个方向的刹车情况。

注 1：悬挂吊车的水平荷载应由支撑系统承受；设计该支撑系统时，尚应考虑风荷载与悬挂吊车水平荷载的组合。

注 2：手动吊车及电动葫芦可不考虑水平荷载。

（3）作用于吊车梁或吊车桁架走道板上的活荷载一般取 2.0kN/m^2；当考虑积灰荷载作用时，按实际积灰厚度考虑，一般为 0.3～1.0kN/m^2。

（4）计算吊车梁或吊车桁架由于竖向荷载产生的弯矩和剪力时，应考虑轨道及其相应的固定件、支撑结构和吊车制动结构，以及吊车梁或吊车桁架的自重等，并近似地简化为将求得的弯矩和剪力值乘以表 9-8 中的系数 β_W。

表 9-8　系　数　β_W

系数	吊车梁跨度（m）				吊车桁架
	6	12	15	≥18	
β_w	1.03	1.05	1.06	1.07	1.06

（5）若吊车梁或辅助桁架需要承受屋盖和墙架传来的荷载，以及悬挂在吊车梁上的其他设备荷重，其荷载应予叠加。

（6）对于露天栈桥的吊车梁，尚应考虑风、雪荷载对吊车梁的影响。

3. 多台吊车的组合

汽机房设有两台吊车时，吊车荷载应按下列规定采用：

（1）计算吊车梁及其支承腿时，竖向荷载及水平荷载均按两台吊车额定起重量考虑，不考虑吊车荷载的折减。这主要是因为吊车抬吊发电机静子和吊车安装后均要做超载试验等情况。

（2）计算吊车梁、吊车桁架和制动结构的挠度时，应按照作用在跨间起重量最大的一台吊车计算，吊车的轮压取用标准值。

（3）计算排架时，多台吊车的竖向荷载和水平荷载的标准值应乘以表 9-9 中规定的折减系数。

表 9-9　多台吊车的荷载折减系数

参与组合的吊车台数	吊车工作级别 A1～A3
2	0.90

4. 吊车荷载的动力系数

当计算吊车梁（吊车桁架）及其连接的强度及稳定时，吊车竖向荷载应乘以动力系数。对悬挂吊车（包括电动葫芦）及工作级别 A1～A5 的软钩吊车，动力系数可取为 1.05；对工作级别 A6～A8 的软钩吊车、硬钩吊车和其他特种吊车，动力系数可取为 1.1。

5. 吊车荷载的组合值、频遇值及准永久值

（1）吊车荷载的组合值、频遇值及准永久值系数

可按表 9-10 中的规定采用。

表 9-10 吊车荷载的组合值，频遇值及准永久值系数

吊车工作级别 软钩吊车	组合值系数 ψ_c	频遇值系数 ψ_f	准永久值系数 ψ_q
工作级别 A1～A3	0.70	0.60	0.50

（2）厂房排架设计时，在荷载准永久组合中不考虑吊车荷载。但在吊车梁按正常使用极限状态设计时，宜采用吊车荷载的准永久值。

（3）吊车荷载分项系数，恒荷载取 1.20，活荷载取 1.40。

（4）吊车梁结构安全等级为二级，结构重要性系数为 1.0。

二、结构计算

（一）吊车梁内力计算

（1）计算吊车梁内力时，因为吊车荷载为移动荷载，先要确定所求内力吊车荷载的最不利位置，再按此求梁的最大弯矩和相应的剪力及支座最大剪力，还包括横向水平荷载作用下在水平方向所产生的最大弯矩 M_T。

（2）常用简支吊车梁，在吊车荷载作用下其最不利的荷载位置、最大弯矩和剪力，按照下列几种情况确定：

1）两个轮子作用于梁上时，如图 9-27 所示。

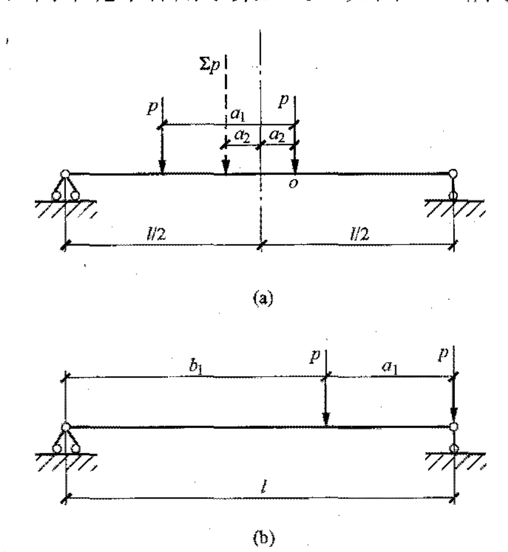


图 9-27 吊车梁计算简图（两轮）

（a）弯矩；（b）剪力

最大弯矩点（o 点）的位置按式（9-80）计算：

$$a_2 = \frac{a_1}{4} \tag{9-80}$$

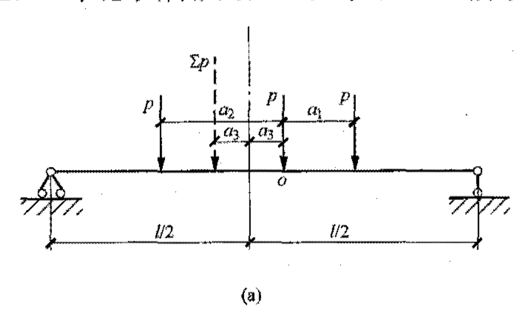
最大弯矩按式（9-81）计算：

$$M_{\max}^{o} = \frac{\sum p\left(\frac{l}{2} - a_2\right)^2}{l} \tag{9-81}$$

最大弯矩处的相应剪力按式（9-82）计算：

$$V^{o} = \frac{\sum p\left(\frac{l}{2} - a_2\right)}{l} \tag{9-82}$$

2）三个轮子作用于梁上时，如图 9-28 所示。



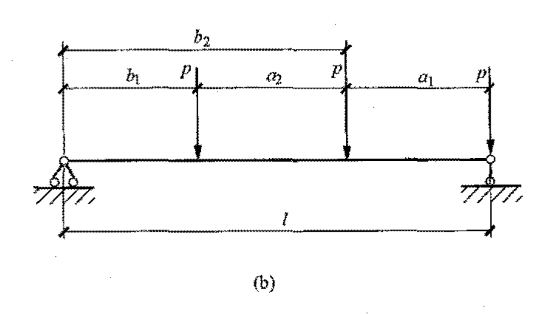


图 9-28 吊车梁计算简图（三轮）

（a）弯矩；（b）剪力

最大弯矩点（o 点）的位置按式（9-83）计算：

$$a_3 = \frac{a_2 - a_1}{6} \tag{9-83}$$

最大弯矩按式（9-84）计算：

$$M_{\max}^{o} = \frac{\sum p\left(\frac{l}{2} - a_3\right)^2}{l} - pa_1 \tag{9-84}$$

最大弯矩处的相应剪力按式（9-85）计算：

$$V^{o} = \frac{\sum p\left(\frac{l}{2} - a_3\right)}{l} - p \tag{9-85}$$

3）四个轮子作用于梁上时，如图 9-29 所示。

最大弯矩点（o 点）的位置按式（9-86）计算：

$$a_4 = \frac{2a_2 + a_3 - a_1}{8} \tag{9-86}$$

最大弯矩按式（9-87）计算：

$$M_{\max}^{o} = \frac{\sum p\left(\frac{l}{2} - a_4\right)^2}{l} - pa_1 \tag{9-87}$$

最大弯矩处的相应剪力按式（9-88）计算：

$$V^o = \frac{\sum p\left(\dfrac{l}{2} - a_4\right)}{l} - p \tag{9-88}$$

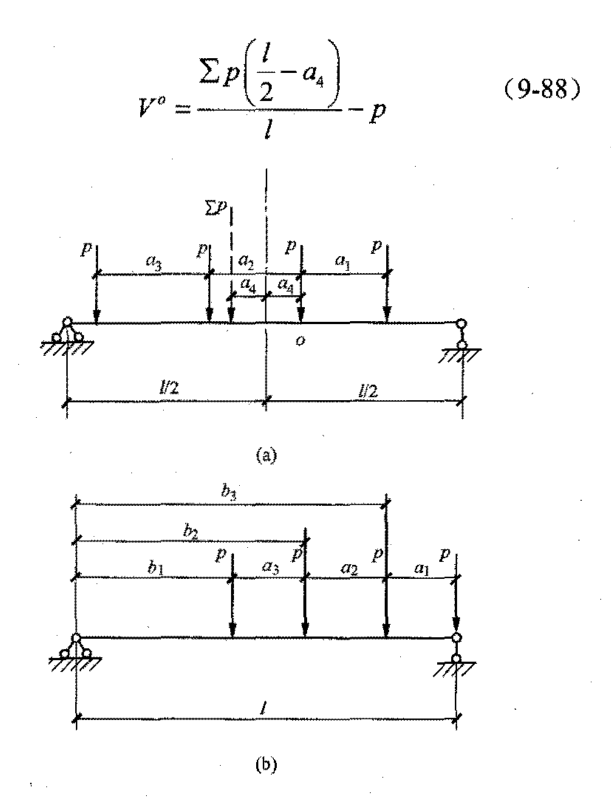


图 9-29　吊车梁计算简图（四轮）

（a）弯矩；（b）剪力

当 $a_3=a_1$ 时，$a_4=\dfrac{a_2}{4}$，最大弯矩 M^o_{max} 及其相应的剪力 V^o 均与式（9-87）、式（9-88）相同，但公式中的 a_4 应用 $\dfrac{a_2}{4}$ 代入。

4）六个轮子作用于梁上时，如图 9-30 所示。

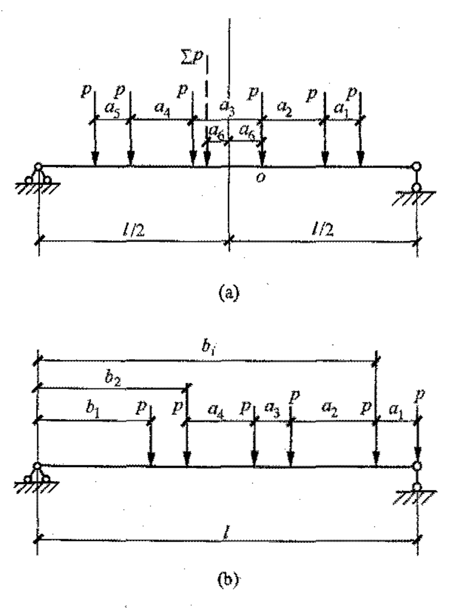


图 9-30　吊车梁计算简图（六轮）

（a）弯矩；（b）剪力

最大弯矩点（o 点）的位置按式（9-89）计算：

$$a_6 = \frac{3a_3 + 2a_4 + a_5 - a_1 - 2a_2}{12} \tag{9-89}$$

最大弯矩按式（9-90）计算：

$$M^o_{max} = \frac{\sum p\left(\dfrac{l}{2} - a_6\right)^2}{l} - p(a_1 + 2a_2) \tag{9-90}$$

最大弯矩处的相应剪力按式（9-91）计算：

$$V^o = \frac{\sum p\left(\dfrac{l}{2} - a_6\right)}{l} - 2p \tag{9-91}$$

当 $a_3=a_5=a_1$ 及 $a_4=a_2$ 时，最大弯矩点的位置为 $a_6=\dfrac{a_1}{4}$，其最大弯矩 M^o_{max} 及其相应的剪力 V^o 均与式（9-90）、式（9-91）相同，但公式中的 a_6 应用 $\dfrac{a_1}{4}$ 代替。

5）最大剪力应在梁端支座处。因此，吊车竖向荷载应尽可能靠近该支座布置，如图 9-25（b）～图 9-28（b）所示，并按式（9-92）计算支座最大剪力。

$$V^o_{max} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} b_i \dfrac{p}{l}}{l} + p \tag{9-92}$$

式中　n——作用于吊车梁上的竖向荷载数。

选择吊车梁截面时所用的最大弯矩和支座最大剪力，可由吊车竖向荷载作用下所产生的最大弯矩 M^o_{max} 和支座最大剪力 V^o_{max} 乘以表 9-8 中的 β_w（β_w 为考虑吊车梁或吊车桁架等自重的影响系数）值，按式（9-93）、式（9-94）计算。

$$M_{max} = \beta_w M^o_{max} \tag{9-93}$$

$$V_{max} = \beta_w V^o_{max} \tag{9-94}$$

（3）吊车横向水平荷载作用下，在水平方向产生的最大弯矩 M_H 可分别按下列情况确定。

1）吊车横向水平荷载作用下，制动梁在水平方向产生的最大弯矩 M_H，可根据图 9-27（a）～图 9-30（a）所示荷载位置采用下列公式计算。

当为轻、中级工作制（A1～A5）吊车梁的制动梁时，按式（9-95）计算：

$$M_H = \frac{H}{p} M^o_{max} \tag{9-95}$$

2）吊车横向水平荷载作用下，制动桁架在吊车梁上翼缘所产生的局部弯矩，可近似按式（9-96）、式（9-97）计算，如图 9-31 所示。

当为起重量 $Q \geqslant 75t$ 的轻、中级工作制吊车的制动桁架时：

$$M'_H = \frac{Ha}{3} \tag{9-96}$$

当为起重量 $Q \leqslant 50t$ 的轻、中级工作制吊车的制动桁架时：

$$M'_H = \frac{Ha}{4} \tag{9-97}$$

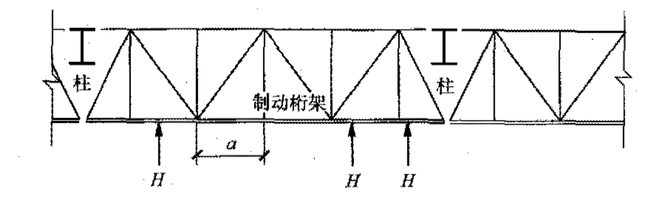


图 9-31 吊车横向水平荷载作用于吊车梁上翼缘和制动桁架示意图

（二）钢吊车梁

1. 设计一般规定

吊车梁计算内容包括内力计算、强度计算、稳定计算、挠度计算。钢吊车梁应按双向受弯构件进行计算和验算。

吊车梁进行吊车试验或发电机静子等大件设备吊装的承载能力验算时，其安全等级可降低一级。

吊车梁计算时，应考虑轨道中心与梁截面垂直中心线的偏心，其数值不应小于 20mm。

计算吊车梁内力时，由于吊车荷载为动力荷载，首先应确定吊车荷载的最不利布置，再按此求梁的最大弯矩和相应的剪力、支座最大剪力，以及横向水平荷载作用下在水平方向所产生的最大弯矩 M_T（当为制动梁时）或在吊车梁上翼缘所产生的局部弯矩 M_H（当为制动桁架时）。

2. 挠度容许值

吊车梁的挠度应按最大的一台吊车的荷载标准值（不考虑动力系数）进行计算，其值不应超过表 9-11 中规定的数值。

表 9-11 吊车梁和吊车桁架的挠度容许值

构件类别	容许挠度值
手动或电动葫芦的轨道梁	$l/400$
手动吊车和单梁吊车（包括悬挂吊车）	$l/500$
轻级工作制桥式吊车	$l/800$
中级工作制桥式吊车	$l/1000$
重级工作制桥式吊车	$l/1200$

注 l—吊车梁或吊车桁架的跨度（对悬臂梁和伸臂梁为悬伸长度的 2 倍）。

3. 截面设计

（1）焊接工字型吊车梁一般由上下翼缘及腹板组成，通常设计为全长截面不变的单层翼缘板钢梁。如果需要采用双层板，外层板宜沿梁通长设置，并应在施工时采取措施使上翼缘两层板紧密接触。

（2）简支等截面焊接工字型吊车梁的腹板高度根据挠度容许值、经济高度和建筑净空来确定。

1）按式（9-98）计算挠度容许值下的最小梁高 h_{min}（mm）：

$$h_{min}=0.67fl\left(\frac{1}{[v]}\right)\times10^{-6} \tag{9-98}$$

式中 $\frac{1}{[v]}$——相对挠度容许值的倒数，mm。

2）按式（9-99）计算经济要求下的最小梁高 h_{ec}（mm）：

$$h_{ec}=7\sqrt[3]{W}-300 \tag{9-99}$$

$$W=\frac{1.2M_{max}}{f}$$

式中 W——梁的毛截面模量，mm^3；

f——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值，N/mm^2。

3）在建筑净空许可的最大高度 h_{max} 要求下，梁的高度 h 应满足式（9-100）的要求，梁高 h 应接近经济高度：

$$h_{max}\geqslant h\geqslant h_{min} \tag{9-100}$$

（3）吊车梁腹板厚度 t_w（mm）按下列规定确定。

1）按经验公式（9-101）确定：

$$t_w=\frac{1}{3.5}\sqrt{h_0} \tag{9-101}$$

式中 h_0——腹板净高，mm。

2）按剪力公式（9-102）确定：

$$t_w=\frac{1.2V_{max}}{h_0f_v} \tag{9-102}$$

腹板厚度 t_w 按照计算所得的最大者取值且不宜小于 8mm。腹板局部稳定应满足 GB 50017 的规定。

（4）吊车梁翼缘尺寸按式（9-103）计算确定：

$$A_1=bt-\frac{W}{h_0}-\frac{1}{6}h_0h_w \tag{9-103}$$

式中 b——翼缘宽度，$b\approx\left(\frac{1}{3}-\frac{1}{5}\right)h_0$，且大于 200mm；

t——翼缘厚度，mm。

受压翼缘自由外伸宽度 b_1 与厚度 t 之比应满足下列要求：

当为 Q235 钢时，$b_1\leqslant15t$；

当为 Q345 钢时，$b_1\leqslant12.4t$；

当为 Q390 钢时，$b_1\leqslant11.6t$；

当为 Q420 钢时，$b_1\leqslant11.2t$；

当为其他钢材时，$b_1\leqslant15t\sqrt{\frac{235}{f_y}}$，$f_y$ 为钢材屈服强度（N/mm^2）。

4. 强度计算

（1）吊车梁应按照下列规定计算最大弯矩处或变截面处的正应力。

1）上翼缘的正应力按式（9-104）～式（9-106）计算：

当无制动结构时

$$\sigma=\frac{M_{max}}{W_{nx}^{上}}+\frac{M_H}{W_{ny}}\leqslant f \tag{9-104}$$

当制动结构为制动梁时

$$\sigma=\frac{M_{max}}{W_{nx}^{上}}+\frac{M_H}{W_{ny1}}\leqslant f \tag{9-105}$$

当制动结构为制动桁架时

$$\sigma=\frac{M_{max}}{W_{nx}^{上}}+\frac{M'_H}{W_{ny}}+\frac{N_H}{A_n}\leqslant f \tag{9-106}$$

2）下翼缘的正应力按式（9-107）计算：

$$\sigma=\frac{M_{max}}{W_{nx}^{下}}\leqslant f \tag{9-107}$$

式中 $W_{nx}^{上}$、$W_{nx}^{下}$——梁截面对 x 轴的上部和下部纤维的净截面模量，mm³；

W_{ny}——上翼缘截面对 y 轴的净截面模量，mm³；

W_{ny1}——制动梁截面（包括吊车梁上翼缘截面）对 y_1 轴的净截面模量，mm³；

N_H——吊车梁上翼缘作为制动桁架的弦杆，在吊车横向水平荷载作用下所产生的内力 $N_H=\frac{M_H}{b_2}$（b_2 见图 9-29），kN；

A_n——吊车梁上翼缘的净截面面积，mm²；

f——钢材的抗压强度设计值，N/mm²。

（2）吊车梁支座处截面的剪应力按式（9-108）、式（9-109）计算：

当为平板式支座时

$$\tau=\frac{V_{max}S}{It_w}\leqslant f_v \tag{9-108}$$

当为突缘式支座时

$$\tau=1.2\frac{V_{max}}{h_0t_w}\leqslant f_v \tag{9-109}$$

式中 S——计算剪应力处以上毛截面对中和轴的面积矩，mm³；

I——毛截面惯性矩，mm⁴；

t_w——腹板厚度，mm；

f_v——钢材的抗剪强度设计值，N/mm²。

（3）腹板局部压应力（见图 9-32）按式（9-110）、式（9-111）计算：

$$\sigma_c=\frac{\psi F}{t_wL_Z}\leqslant f \tag{9-110}$$

$$L_Z=50+5h_y+h_R \tag{9-111}$$

式中 F——集中荷载，即吊车轮压 p 值，应考虑动力系数，kN；

ψ——集中荷载增大系数，对于轻级工作制：1.0；

L_Z——集中荷载在腹板计算高度上边缘的假定分布长度；

h_y——自吊车梁顶面至腹板计算高度边缘的距离，mm；

h_R——轨道的高度，mm。

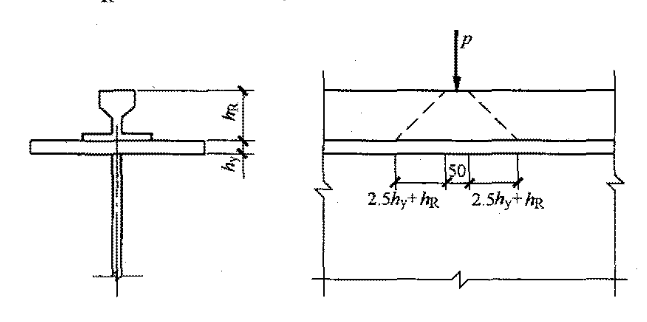


图 9-32 吊车轮压分布图

（4）在组合梁的腹板计算高度边缘处，如果同时有较大的正应力、剪应力和局部压应力，其折算应力按照式（9-112）、式（9-113）计算：

$$\sqrt{\sigma^2+\sigma_c^2-\sigma\sigma_c+3\tau^2}\leqslant\beta_1 f \tag{9-112}$$

$$\sigma=\frac{M}{I_n}y \tag{9-113}$$

式中 σ、τ、σ_c——吊车梁腹板计算高度边缘同一点上同时产生的正应力、剪应力和局部压应力，σ、σ_c 以拉应力为正、压应力为负，N/mm²；

β_1——计算折算应力的强度设计值增大系数，当 σ 与 σ_c 不同号时取 β_1=1.2，当 σ 与 σ_c 同号或 σ_c=0 时，取 β_1=1.1；

I_n——梁净截面惯性矩，mm⁴；

y——计算点到梁中和轴的距离，mm。

5. 稳定计算

（1）吊车梁的整体稳定按式（9-114）计算：

$$\frac{M_x}{\phi_bW_x}+\frac{M_y}{W_y}\leqslant f \tag{9-114}$$

式中 M_x、M_y——绕强轴和弱轴作用的最大弯矩；

W_x、W_y——按受压纤维确定的对强轴和弱轴毛截面模量；

ϕ_b——梁的整体稳定系数。

（2）当符合下列情况之一时，可以不计算梁的整体稳定性。

1）设置制动结构时。

2）对无制动结构的 H 型钢或工字形截面的简支吊车梁，当受压翼缘的自由长度 l_1 与其宽度 b_1 之比不超过以下限值时：

当为 Q235 钢时，$\frac{l_1}{b_1} \leqslant 13$；

当为 Q345 钢时，$\frac{l_1}{b_1} \leqslant 10.5$；

当为 Q390 钢时，$\frac{l_1}{b_1} \leqslant 10$；

当为 Q420 钢时，$\frac{l_1}{b_1} \leqslant 9.5$；

当为其他钢材时，应取 Q235 钢的 $\frac{l_1}{b_1}$ 值乘以 $\sqrt{\frac{235}{f_y}}$，f_y 为钢材屈服点强度（N/mm^2）。

（3）梁的支座处，应采取构造措施以防止梁端截面的扭转。

（4）为保证焊接工字型吊车梁腹板的局部稳定，应按 GB 50017 的规定在腹板上配置加劲肋。应注意在计算轻中级工作制吊车梁腹板的局部稳定时，吊车轮压设计值可乘以折减系数 0.9。

（5）吊车梁支座加劲肋可分为平板式和突缘支座加劲肋。

平板式支座加劲肋两端均应刨平，并与上、下翼缘板顶紧以传递支座反力。

突缘支座加劲肋除伸缩缝处和封闭轴线厂房端部柱处不能采用外，其他位置均可采用。其下端应刨平且与柱顶紧，并以端面承压来传递梁的反力。因为此种型式对柱的平面外偏心较小，所以工程上广泛使用。

（三）钢吊车梁制动结构

（1）制动结构一般可分为制动梁和制动桁架两种，如图 9-33 所示。

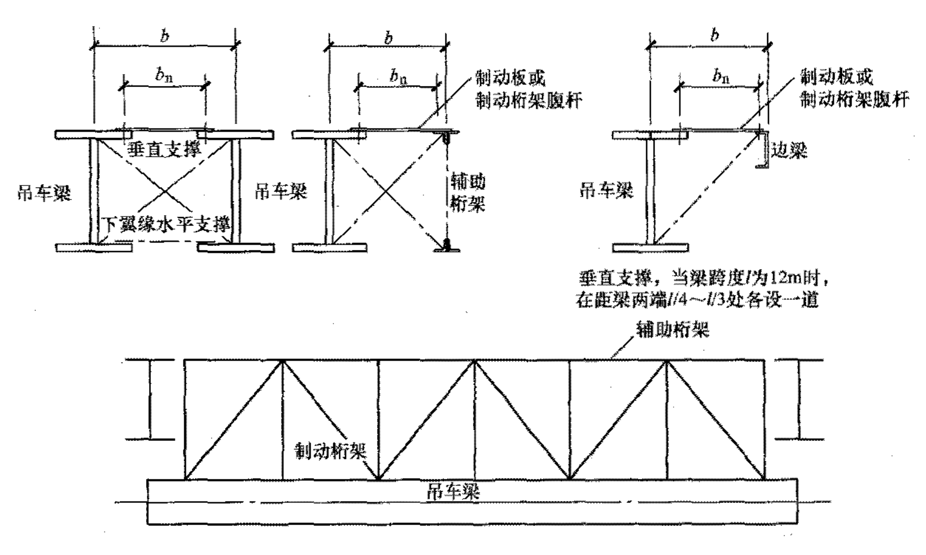


图 9-33　制动结构组成示意图

吊车梁制动结构是由吊车梁上翼缘（或吊车桁架的上弦杆）、制动板和边梁（或辅助桁架的上弦杆）组成的制动梁，或由吊车梁上翼缘（或吊车桁架的上弦杆）、腹杆系统（或辅助桁架的上弦杆）组成的制动桁架。

（2）当吊车梁为重级工作制，或吊车跨度不小于 12m，或为吊车桁架时，宜设置制动结构。

特重级工作制吊车梁的制动结构应采用制动梁；起重量不小于150t的重级工作制吊车的吊车梁跨度不小于 12m，或制动结构的宽度 b 在 1.2m 以下而需设置人行走道时，宜采用制动梁；其他情况下，则优先采用制动桁架。

（3）制动结构的作用：

1）承受吊车横向水平荷载及由于其他因素产生的水平力。

2）保证吊车梁（吊车桁架）的侧向稳定性。

3）增加吊车梁（吊车桁架）的侧向刚度。

4）作为检修吊车及轨道的操作平台及人行走道。

（4）制动结构应按以下荷载进行计算：

1）吊车横向水平荷载及由于其他因素所产生的水平荷载，其荷载分项系数为 1.4。

2）检修吊车及轨道的平台检修荷载或人行走道的垂直均布荷载。当无特殊要求时，可取垂直均布荷载标准值为 $2.0kN/m^2$，其荷载分项系数为 1.4。

（5）制动板一般采用花纹钢板，或采用普通平钢板并采取防滑措施，其厚度不应小于其宽度 b_n 的 1/200，并不小于 6mm，常用的为 8～10mm。当宽厚比 $b_n/t>100$ 时，板的下面宜用加劲肋。加劲肋间距：当 $b_n/t=100$ 时，为 $2b_n$；当 $b_n/t=200$ 时，为 b_n。加劲肋的截面一般采用板条或角钢，以间断焊缝焊

于板下。制动板的厚度和加劲肋的选用可参考表 9-12 采用。

表 9-12　　制动板的厚度和加劲肋的选用参考表　　(mm)

制动板宽度		500～600	800	1000	1200	1500
制动板厚度		6	6	8	8	10
加劲肋	截面	–80×6 或L63×5		–90×6 或L75×5		–100×6 或L80×6
	设置间距	600～800		750～1000		

(6) 制动桁架腹杆的几何图形应采用带竖杆的三角形体系，腹杆的倾角可在 30°～45°间选择，其节间划分应与吊车梁的横向加劲肋（或吊车桁架的节间）相对应。

1）制动桁架的宽度一般不宜小于其跨度的 1/20。

2）制动桁架的腹杆截面一般采用单角钢。当端斜杆的内力很大时，亦可采用双角钢截面，当设有人行走道时，可焊以短角钢方法来连接。

(7) 制动桁架的计算内容包括强度计算、稳定计算、挠度计算。

三、构造要求

1. 钢吊车梁的主要构造要求

(1) 吊车梁在伸缩缝处采用悬挑结构。

(2) 吊车梁与柱、平台应采用螺栓连接。

(3) 钢吊车梁上翼缘与柱的连接应从构造上防止吊车梁局部嵌固而产生较大应力。

(4) 焊缝质量等级应按以下要求确定：

1）钢吊车梁宜采用等截面焊接工字形截面。上翼缘板与腹板的 T 形连接应焊透，采用 K 形坡口对接与角焊缝组合的焊缝型式，翼缘板和腹板的拼接焊缝应采用加引弧板和引出板的对接焊缝，翼缘板和腹板的拼接焊缝不应设置在同一截面，且应与加劲肋位置错开。

2）凡要求与母材等强的对接焊缝，其质量等级当受拉时应不低于二级，受压时宜为二级。

3）吊车梁腹板与翼缘之间不要求焊透的 T 形焊缝可采用角焊缝或部分焊透的对接与角焊缝组合焊缝，双层翼缘板之间则采用角焊缝，其质量等级为三级。

(5) 钢吊车梁端部除在伸缩缝悬挑处采用平板式支座及加劲肋外，其他部位宜采用突缘式支座及加劲肋。平板式支座加劲肋两端应刨平，并与上、下翼缘顶紧。突缘式支座加劲肋下端应刨平。钢吊车梁端部应设置垫板，垫板宽度不宜大于 100mm，厚度按计算确定，并不应小于 30mm。吊车梁支座如图 9-34 所示。

(6) 横向加劲肋和纵向加劲肋的构造和连接按以下要求确定：

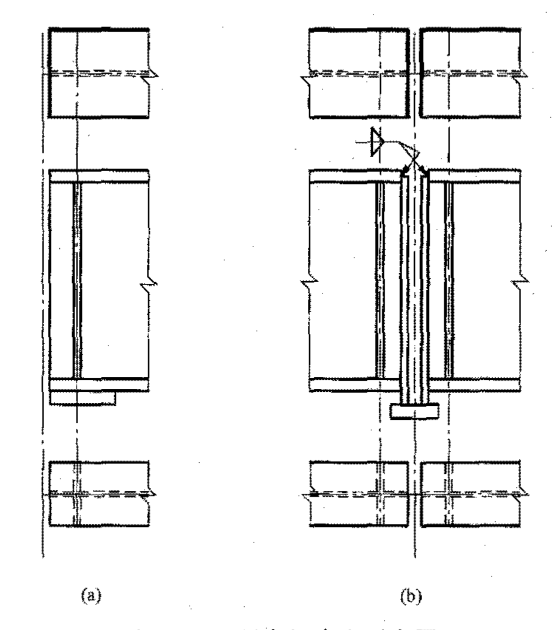


图 9-34　吊车梁支座示意图
(a) 平板式支座；(b) 突缘式支座

1）横向加劲肋与上翼缘相接处应切角。当切成斜角时，其宽度约为 $b_s/3$（但不大于 40mm），高度约为 $b_s/2$（但不大于 60mm），b_s 为加劲肋宽度（mm），如图 9-35 所示。

2）横向加劲肋的上端应与上翼缘刨平顶紧后焊接，加劲肋的下端宜在距受拉翼缘 50～100mm 处断开，如图 9-35 所示，不应另加零件与受拉翼缘焊接。加劲肋与腹板的连接焊缝，施焊时不宜在加劲肋下端起落弧。

3）当同时采用横向加劲肋和纵向加劲肋时，其相交处应留有缺口，如图 9-35 剖面 2-2 所示，以免形成焊接过热区。

(7) 吊车梁的翼缘和腹板的拼接应采用加引弧板和引出板的焊透对接焊缝，引弧板和引出板割去处应打磨平整，并应符合下列要求：

1）上下翼缘板的对接焊缝一般要求采用自动焊的直缝对接，并要求焊透。当下翼缘对接焊缝位于跨中的 1/3 范围内时，宜采用 45°～55°斜缝对接。

2）翼缘和腹板的工厂拼接接头不应设在同一截面上，应尽量错开并不应小于 200mm，接头位置宜设在距支座为 1/4～1/3 梁跨度范围内。

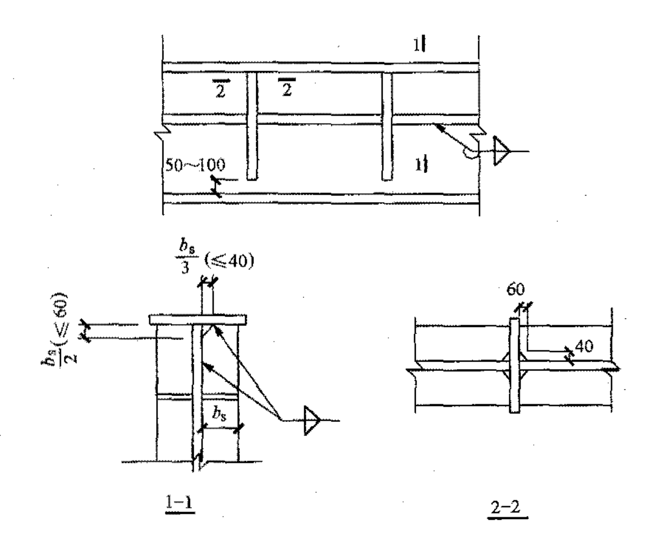


图 9-35 横向和纵向加劲肋的切角示意图

对于腹板纵横两个方向的对接焊缝，可采用 T 形交叉，也可采用十字形交叉，对 T 形交叉接头，其交叉点的距离不得小于 200mm。

3）对接焊缝所选用的引弧板和引出板必须与母材的材质、厚度相同，剖口型式与母材相同。

4）焊接吊车梁的工地整段拼接宜采用高强度螺栓的摩擦型连接，其中上翼缘板可采用对接焊缝，确保焊透。

2. 钢吊车梁构造的其他注意事项

（1）焊接吊车梁的对接焊缝引弧板和引出板切割处，应用机械加工（砂轮打磨或刨铲）使其平缓。

（2）吊车梁的受拉翼缘上不得任意焊接悬挂设备零件，也不允许在该处打火或焊接夹具；当吊车梁受拉翼缘与支撑相连时，不宜采用焊接。

（3）横向加劲肋下端点的焊缝应采用连续的围焊或回焊，以免在端部有起弧、灭弧而损伤母材。

吊车梁端部与柱的连接构造应设法减少由于吊车梁弯曲变形而在连接处产生附加应力。

第三节 工 程 实 例❶

一、设计资料

1. 贮料及钢材数据

（1）贮料：无烟煤。

（2）贮料特性：贮料重力密度γ=10kN/m^3；贮料摩擦角ϕ=30°。

（3）结构重要性系数γ_0=1.0；冲击影响系数 C=1.0。

（4）钢材性质：采用 Q235B，焊条采用 E43××型，钢材设计强度f=215N/mm^2；弹性模量E= 206000N/ mm^2。

2. 煤斗几何尺寸

煤斗几何尺寸如图 9-36 所示。

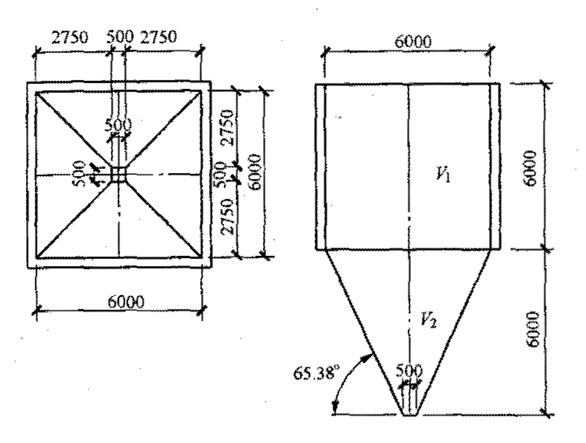


图 9-36 钢煤斗几何尺寸

3. 其他有关数据

斗口吊重：G_s=0kN（一般由工艺提供，此处取 0)。

内衬重量：γ=78kN/m^3。

内衬厚度：d=5mm。

给料设备动力系数：C_d=1.0。

二、几何特性

1. 煤斗容积

上部 V_1 =6×6×6=216（m^3）

下部 $V_2=\frac{6}{6}[(2\times6+0.5)\times6+(2\times0.5+6)\times0.5]$

$=78.5$（m^3）

$V=V_1+V_2=216+78.5=294.5$（m^3）

2. 煤斗表面积

上部 $A_上=2\times(6+6)\times6=144$（m^2）

构件计算单元布置如图 9-37 所示。

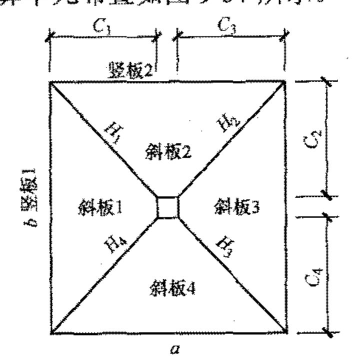


图 9-37 构件单元布置图

斜板 1：A=（6+0.5）×6.6/2

=21.45（m^2）

斜板 2、斜板 3、斜板 4 面积同斜板 1。

总面积 A=144+21.5×4=229.8（m^2）

3. 斜壁斜高 H_i及该壁与水平面的夹角α_i

（1）斜高 H_1 及斜板 1 与水平面的夹角α_1:

$$H_1=\sqrt{6^2+2.75^2}=6.6\text{（m）}$$

❶ 本节计算实例仅用于说明计算步骤，部分计算过程及数据来源不再详述。

$$\alpha_1 = \tan^{-1}(6/2.75) = 65.4°$$

（2）其余斜高及斜板与水平面的夹角：

$$H_2=H_3=H_4=H_1=6.6\text{m}$$

$$\alpha_2=\alpha_3=\alpha_4=\alpha_1=65.4°$$

4. 相邻斜壁斜交线长 l_i 及其与水平面的夹角

$$l_1 = \sqrt{6^2+2.75^2+2.75^2}$$
$$=7.15\text{（m）}$$

$$\beta_1 = \tan^{-1}(6/\sqrt{2.75^2+2.75^2}) = 57°$$

$$l_2=l_3=l_4=l_1=7.15\text{m}$$

$$\beta_2=\beta_3=\beta_4=\beta_1=57°$$

5. 煤斗几何重心

$$x_c = 0\times6\times\frac{(0.5+6)\times(0.5+6)+2\times0.5\times0.5}{12\times294.5}$$
$$=0$$

$$y_c = 0$$

三、煤斗上部竖直段计算

（一）竖壁水平压力及水平拉力计算

水平加劲肋个数 n=10，平均间距 h_i=0.6m。

第一段（0.6m）：

竖向压力 $p_{v0.6}=C\gamma s=1.0\times10\times0.6=6$（kN/m^2）

水平压力 $p_{hk0.6}=kp_{v0.6}=\tan^2(45°-\phi/2)=0.333\times6=2$（kN/m^2）

相邻竖壁传来的水平拉力 $N_{ha}=\gamma_Q p_{h0.6}\dfrac{b}{2}=1.3\times2\times\dfrac{6}{2}=7.8$（kN/m）

相邻竖壁传来的水平拉力 $N_{hb}=\gamma_Q p_{h0.6}\dfrac{a}{2}=1.3\times2\times\dfrac{6}{2}=7.8$（kN/m）

各分段竖向压力、水平压力和相邻竖壁传来的水平拉力见表 9-13。

表 9-13　各分段竖向压力、水平压力和相邻竖壁传来的水平拉力

分段	肋间距 h_i（m）	仓顶距 s（m）	竖向压力 p_v（kN/m^2）	水平压力 p_{hk}（kN/m^2）	肋水平拉力设计值（kN/m）	
					N_{ha}	N_{hb}
1	0.60	0.60	6.0	2.0	7.8	7.8
2	0.60	1.20	12.0	4.0	15.6	15.6
3	0.60	1.80	18.0	6.0	23.4	23.4
4	0.60	2.40	24.0	8.0	31.2	31.2
5	0.60	3.00	30.0	10.0	39.0	39.0
6	0.60	3.60	36.0	12.0	46.8	46.8
7	0.60	4.20	42.0	14.0	54.6	54.6
8	0.60	60	48.0	16.0	62.4	62.4
9	0.60	5.40	54.0	18.0	70.2	70.2
10	0.60	6.00	60.0	20.0	78.0	78.0

（二）水平加劲肋的强度及挠度验算

1. 加劲肋框架

0 号加劲肋框架：

水平压力 $q_{hk}=p_{hK}\dfrac{L_0+L_1}{2}=2\times\dfrac{0+0.6}{2}=0.6$（kN/m）

水平拉力 $N_{hb}=N_{ha}=\gamma_Q q_{hk}\dfrac{b}{2}=1.3\times0.6\times\dfrac{6}{2}=2.3$（kN）

支座弯矩 $M^0=\gamma_Q q_{hk}\dfrac{1+C^3}{12(1+C)}a^2$

$$=1.3\times0.6\times\frac{1+1^3}{12\times(1+1)}\times6^2$$
$$=2.3\text{（kN·m）}$$

式中　　$C=a/b=6/6=1$

跨中弯矩 $M_a=M_b=\gamma_Q q_{hk}a^2/8-M^0=1.3\times0.6\times6^2/8-2.3$
$=1.2$（kN·m）

1 号加劲肋框架：

水平压力 $q_{hk}=p_{hK}\dfrac{L_1+L_2}{2}=2\times\dfrac{0.6+0.6}{2}=1.2$（kN/m）

水平拉力 $N_{hb}=N_{ha}=\gamma_Q q_{hk}\dfrac{b}{2}=1.3\times1.2\times\dfrac{6}{2}=4.7$（kN）

支座弯矩 $M^0=\gamma_Q q_{hk}\dfrac{1+C^3}{12(1+C)}a^2$

$$=1.3\times1.2\times\frac{1+1^3}{12\times(1+1)}\times6^2$$
$$=4.7\text{（kN·m）}$$

式中　　$C=a/b=6/6=1$

$M_a=M_b=\gamma_Q q_{hk}a^2/8-M^0=1.3\times1.2\times6^2/8-4.7$
$=2.3$（kN·m）

各加劲肋框架内力见表 9-14。

表 9-14　　各加劲肋框架内力表

序号	水平加劲肋框架编号	水平压力 q_{hk} (kN/m)	水平拉力设计值 N_h (kN/m)		肋框弯矩设计值 (kN·m)			备注
			竖板 b N_{hb}	竖板 a N_{ha}	支座 M^0	跨中 M_a	跨中 M_b	
0	0 号肋框架	0.6	2.3	2.3	2.3	1.2	1.2	$C=b/a=1$
1	1 号肋框架	1.2	4.7	4.7	4.7	2.3	2.3	
2	2 号肋框架	2.4	9.4	9.4	9.4	4.7	4.7	
3	3 号肋框架	3.6	14.0	14.0	14.0	7.0	7.0	
4	4 号肋框架	4.8	18.7	18.7	18.7	9.4	9.4	
5	5 号肋框架	6.0	23.4	23.4	23.4	11.7	11.7	
6	6 号肋框架	7.2	28.1	28.1	28.1	14.0	14.0	
7	7 号肋框架	8.4	32.8	32.8	32.8	16.4	16.4	
8	8 号肋框架	9.6	37.4	37.4	37.4	18.7	18.7	
9	9 号肋框架	10.8	42.1	42.1	42.1	21.1	21.1	
10	10 号肋框架	12.0	46.8	46.8	46.8	23.4	23.4	

2. 水平肋选用

选用 T 形截面，水平加劲肋尺寸如图 9-38 所示。

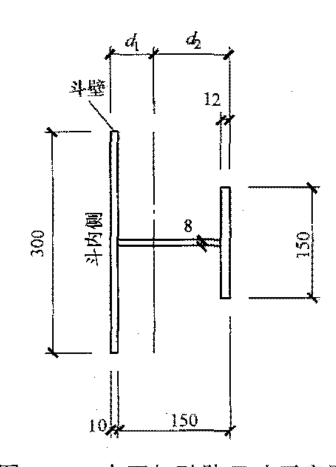


图 9-38　水平加劲肋尺寸示意图

T 型肋内翼缘：

斗竖板，壁厚 t=10mm。

面积 $A_1=30t\times t=30\times10\times10=3000$（mm²）

惯性矩 $I_1=300\times10^3/12=25000$（mm⁴）

距斗内侧距离 $X_1=0.5\times10=5$（mm）

T 型肋腹板：

面积 $A_2=8\times(150-12)=1104$（mm²）

惯性矩 $I_2=8\times(150-12)^3/12=1752048$（mm⁴）

距斗内侧距离 $X_2=10+0.5\times(150-12)=79$（mm）

T 型肋外翼缘：

面积 $A_3=12\times150=1800$（mm²）

惯性矩 $I_3=150\times12^3/12=21600$（mm⁴）

距斗内侧距离 $X_3=10+(150-12)+0.5\times12=154$(mm)

总形心距 $d_1=(3000\times5+1104\times79+1800\times154)/(3000+1104+1800)=64$（mm）

水平加劲肋与壁板组合截面特性如下：

$$A=3000+1104+1800=5904\text{（mm}^2\text{）}$$

$$I_V=25000+1752048+21600+3000\times(64-5)^2+1104\times(79-64)^2+1800\times(154-64)^2=27069636\text{（mm}^4\text{）}$$

$$d_1=64\text{mm},\ d_2=10+150-64=96\text{（mm）}$$

$$W_1=I_V/d_1=27069636/64=421224\text{（mm}^3\text{）}$$

$$W_2=I_V/d_2=27069636/96=282754\text{（mm}^3\text{）}$$

3. 水平肋强度验算

1 号肋框架：

$$\sigma_{a1}=\sigma_{b1}=N_{ha}/A=4.7\times10^3/5904=0.8\text{（N/mm}^2\text{）}$$

$$\sigma_{21}=M_{max}/\gamma W_{min}=\max(4.7,\ 2.3,\ 2.3)/1.05\times\min(421224,\ 282754)=16\text{（N/mm}^2\text{）}$$

$$\sigma_{a1}+\sigma_{21}=0.8+16=16.8\text{（N/mm}^2\text{）}<f=215\text{N/mm}^2$$

其他水平加劲肋计算结果如表 9-15 所示。

表 9-15　　　　水平加劲肋计算结果　　　　（N/mm^2）

序号	水平加劲肋框架编号	σ_{ai}	σ_{bi}	σ_{2i}	应力合计		容许值	判　断
					竖板 b $\sigma_{bi}+\sigma_{2i}$	竖板 a $\sigma_{ai}+\sigma_{2i}$	f	
1	1 号肋框架	0.8	0.8	16	17	17	$<f$	满足要求
2	2 号肋框架	1.6	1.6	32	33	33	$<f$	满足要求
3	3 号肋框架	2.4	2.4	47	50	50	$<f$	满足要求
4	4 号肋框架	3.2	3.2	63	66	66	$<f$	满足要求
5	5 号肋框架	4.0	4.0	79	83	83	$<f$	满足要求
6	6 号肋框架	4.8	4.8	95	99	99	$<f$	满足要求
7	7 号肋框架	5.5	5.5	110	116	116	$<f$	满足要求
8	8 号肋框架	6.3	6.3	126	132	132	$<f$	满足要求
9	9 号肋框架	7.1	7.1	142	149	149	$<f$	满足要求
10	10 号肋框架	7.9	7.9	158	166	166	$<f$	满足要求

4. 水平肋挠度验算

1 号肋框架：

$\alpha_1=\beta_1=1.3q_{h1}a_1^2/M_1^0=1.3\times1.2\times6^2/4.7=12$

查表 9-5，$\xi_1=1.0$。

$\upsilon_{b1}=\upsilon_{a1}=\xi q_{h1}a_1^4/(384EI_V)$

$=1.0\times1.2\times6000^4/(384\times206\times10^3\times27069636)$

$=0.7$（mm）$<[\upsilon]=a_1/250=6000/250=24$（mm）

其他水平加劲肋挠度计算见表 9-16。

表 9-16　　　　水平加劲肋挠度计算表

序号	水平加劲肋框架编号	挠　度　系　数				竖板 a（mm）			竖板 b（mm）		
		竖板 b		竖板 a		挠度 υ_{ai}	容许值 $a_i/250$	判断	挠度 υ_{bi}	容许值 $b_i/250$	判断
		α_1（β_1）	ξ_i	α_1（β_1）	ξ_i						
1	1 号肋框架	12	1.00	12	1.00	0.7		满足要求	0.7		满足要求
2	2 号肋框架	12	1.00	12	1.00	1.5		满足要求	1.5		满足要求
3	3 号肋框架	12	1.00	12	1.00	2.2		满足要求	2.2		满足要求
4	4 号肋框架	12	1.00	12	1.00	2.9		满足要求	2.9		满足要求
5	5 号肋框架	12	1.00	12	1.00	3.6	24.0	满足要求	3.6	24.0	满足要求
6	6 号肋框架	12	1.00	12	1.00	4.4		满足要求	4.4		满足要求
7	7 号肋框架	12	1.00	12	1.00	5.1		满足要求	5.1		满足要求
8	8 号肋框架	12	1.00	12	1.00	5.8		满足要求	5.8		满足要求
9	9 号肋框架	12	1.00	12	1.00	6.5		满足要求	6.5		满足要求
10	10 号肋框架	12	1.00	12	1.00	7.3		满足要求	7.3		满足要求

（三）壁板的强度及挠度验算

1. 系数α、β计算

0～1 加劲肋间壁板：

短边 $a=0.6$m，长边 $b=6$m，$a/b=0.1<0.5$，壁板为单向板，系数$\alpha=0.100$、$\beta=0.090$。

其他壁板系数α、β见表 9-17。

表 9-17　　系数 α、β 计算

序号	上至下板肋间	板段高 H（m）	板区格计算边长（m）		板边比 a_i'/b_i'（短/长）	查表	
			短边长 a_i'	长边长 b_i'		α_i	β_i
1	0～1	0.600	0.600	6.00	0.10	0.100	0.090
2	1～2	0.600	0.600	6.00	0.10	0.100	0.090
3	2～3	0.600	0.600	6.00	0.10	0.100	0.090
4	3～4	0.600	0.600	6.00	0.10	0.100	0.090
5	4～5	0.600	0.600	6.00	0.10	0.100	0.090
6	5～6	0.600	0.600	6.00	0.10	0.100	0.090
7	6～7	0.600	0.600	6.00	0.10	0.100	0.090
8	7～8	0.600	0.600	6.00	0.10	0.100	0.090
9	8～9	0.600	0.600	6.00	0.10	0.100	0.090
10	9～10	0.600	0.600	6.00	0.10	0.100	0.090

2. 强度及挠度验算

内衬重：G_c=90kN

钢斗自重：G=295kN

内衬重+斗重+贮料重+斗口吊重：N=1.2×90+1.2×295+1.3×10×294.5+1.3×0×1.0=4289（kN）

沿斗壁四周产生的竖向拉应力设计值：$\sigma_1=N/[2t(a+b)]$=4289/[(2×0.010×(6+6)]=17870（kN/m²）=17.9（N/mm²）

取 1m 板带计算：截面抵抗矩 $W=1000t^2/6$=16667（mm²）

0～1 加劲肋间壁板：

板压力平均值 $p_1=p_{hk0.6}/2$=2/2=1（kN/m²）

板弯矩 $M_{1max}=\alpha\gamma_Q p_1 a_1^2$=0.100×1.3×1×0.6²

=0.05（kN・m）

$\sigma_2=M_{1max}/(\gamma_0 W)$=0.05×10⁶/(1.0×16667)=3（N/mm²）

$\sigma_1+\sigma_2$=17.9+3=21（N/mm²）＜f=215N/mm²

$\upsilon_1=\beta p_1 a_1^4/(Et^3)$=0.090×1×10⁻³×600⁴/（206×10³×10³）

=0.1（mm）＜[υ]=a_1/150=600/150=4（mm）

1～2 加劲肋间壁板：

板压力平均值 $p_2=(p_{hk0.6}+p_{hk1.2})/2$=(2+4)/2

=3（kN/m²）

板弯矩 $M_{2max}=\alpha\gamma_Q p_2 a_2^2$=0.100×1.3×3×0.6²

=0.14（kN•m）

$\sigma_2=M_{2max}/(\gamma W)$=0.14×10⁶/(1.0×16667)=8（N/mm²）

$\sigma_1+\sigma_2$=17.9+8=226（N/mm²）＜f=215（N/mm²）

$\upsilon_2=\beta p_2 a_2^4/(Et^3)$=0.090×3×10⁻³×600⁴/(206×10³×10³)

=0.2（mm）＜［υ］=a_2/150=600/150=4（mm）

其他壁板计算见表 9-18。

表 9-18　　壁板计算表

序号	上至下板肋间	板压力均值 p_i	板弯矩 M_{imax}（kN・m）	强度验算（N/mm²）			挠度验算（mm）		
				$\sigma_2=M/(\gamma W)$	$f=\sigma_1+\sigma_2$	容许值 215	挠度 υ_i	容许值 a_i/150	判断
1	0～1	1.00	0.0	3	21	满足要求	0.1	4.0	满足要求
2	1～2	3.00	0.1	8	26	满足要求	0.2		满足要求
3	2～3	5.00	0.2	14	32	满足要求	0.3		满足要求
4	3～4	7.00	0.3	20	38	满足要求	0.4		满足要求
5	4～5	9.00	0.4	25	43	满足要求	0.5		满足要求
6	5～6	11.00	0.5	31	49	满足要求	0.6		满足要求
7	6～7	13.00	0.6	37	54	满足要求	0.7		满足要求
8	7～8	15.00	0.7	42	60	满足要求	0.8		满足要求

续表

序号	上至下板肋间	板压力均值 p_i	板弯矩 M_{imax}（kN·m）	强度验算（N/mm²）			挠度验算（mm）		
				$\sigma_2=M/(\gamma W)$	$f=\sigma_1+\sigma_2$	容许值 215	挠度 v_i	容许值 $a_i/150$	判断
9	8～9	17.00	0.8	48	66	满足要求	1.0		满足要求
10	9～10	19.00	0.9	53	71	满足要求	1.1		满足要求

四、斜斗计算

（一）斜壁法向压力计算

系数：$\xi_i=\cos^2\alpha+k\sin^2\alpha$

斜板 1：$\xi_1=\cos^2\alpha+k\sin^2\alpha=\cos^2 65.4+0.333\times\sin^2 65.4=0.45$

斜板 2、3、4：$\xi_2=\xi_3=\xi_4=\xi_1=0.45$

斜壁顶部法向压力标准值：

斜板 1：$p_{nt}=\xi_i C\gamma h_n=0.45\times1.0\times10\times6=27$（kN/m²）

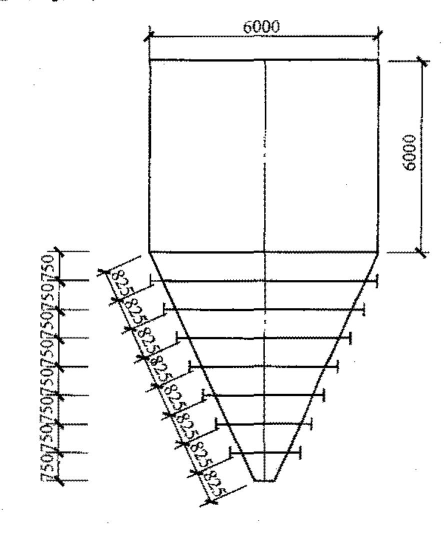
斜壁底部法向压力标准值：

斜板 1：$p_{nd}=\xi_i C\gamma(h_n+h)=0.45\times1.0\times10\times(6+6)=54$（kN/m²）

斜板 2、3、4 同斜板 1。

斜斗水平加劲肋个数 $n=8$，水平加劲肋竖向平均间距 $s=0.75$m。

斜斗各划分段（水平加劲肋位置）法向压力标准值如图 9-39 所示。



水平加劲肋 跨度 a_n	编码	斜壁法向压力标准值 水平加劲肋处 p_{na}	壁板中间平均值 $\overline{p_{na}}$
6.00	0	27	
5.31	1	30	29
4.63	2	34	32
3.94	3	37	35
3.25	4	40	39
2.56	5	44	42
1.88	6	47	45
1.19	7	51	49
0.50	8	54	52

图 9-39　水平加劲肋布置及斗壁法向压力标准值

（二）斜斗竖向力和斜向力计算

（1）竖壁底部荷载设计值：

$$G_1=4289\text{kN}$$

斜壁底部：

$$G_2=1.3\gamma a_h b_h(h_n+h_h)+1.3G_sC_d=1.3\times10\times0.5\times0.5\times(6+6)+1.3\times0\times1.0=39\ (\text{kN})$$

$$t_x=1+\frac{6x_c(a+b)}{a(a+3b)}=1+\frac{6\times0\times(6+6)}{6\times(6+3\times6)}=1$$

$$t_y=1+\frac{6y_c(a+b)}{a(b+3a)}=1+\frac{6\times0\times(6+6)}{6\times(6+3\times6)}=1$$

竖壁底部由斜壁传来的竖向力设计值：

$$N_{v1}=\frac{G_1t_xt_y}{2(a+b)}=\frac{4291\times1.0\times1.0}{2\times(6+6)}=179\ (\text{kN/m})$$

$$N_{v2}=\frac{G_1(2-t_x)t_y}{2(a+b)}=\frac{4291\times(2-1.0)\times1.0}{2\times(6+6)}=179\ (\text{kN/m})$$

$$N_{v3}=\frac{G_1(2-t_x)(2-t_y)}{2(a+b)}=\frac{4291\times(2-1.0)\times(2-1.0)}{2\times(6+6)}=179\ (\text{kN/m})$$

$$N_{v4}=\frac{G_1t_x(2-t_y)}{2(a+b)}=\frac{4291\times1.0\times(2-1.0)}{2\times(6+6)}=179\ (\text{kN/m})$$

（2）斜向拉力荷载设计值：

斜壁顶部：

$$N_1=N_{v1}/\sin\alpha_1=179/\sin65.4°=197\ (\text{kN/m})$$

$$N_4=N_3=N_2=N_1$$

斜壁底部：

$$N_1'=G_2/[2(a_0+b_0)]/\sin\alpha_1=39/[2(0.5+0.5)]/\sin65.4°=21\ (\text{kN/m})$$

$$N_4'=N_3'=N_2'=N_1'$$

$\sigma_1=(N_1+N_1')/2/A=(197+21)\times10^3/2/(1000\times10)$

$=11$（N/mm²）

$$\sigma_4=\sigma_3=\sigma_2=\sigma_1$$

（三）加劲肋

加劲肋水平布置，四周的肋按照封闭框架计算内力。水平加劲肋承受相邻侧壁传来的水平拉力 N_h、壁板传来的法向压力引起的弯矩 M。

1. 内力计算

1 号肋框架：

$$q_{b1}=q_{a1}=p_{na}\frac{L_1+L_2}{2}=30\times\frac{0.75+0.75}{2}=22.5\text{（kN/m）}$$

$N_{hb}=N_{ha}=\gamma_Q q_{a1}b_h/2=1.3\times23\times5.31/2=78.5$（kN）

$$C=a_{h1}/b_{h1}=6/6=1$$

$$M_1^0=\gamma_Q\, q_{a1}\frac{1+C^3}{12(1+C)}a_{h1}^2=1.3\times22.5\times\frac{1+1}{12\times(1+1)}\times6^2$$

$=69.5$（kN·m）

$M_{a1}=M_{b1}=\gamma_Q q_{a1}\,a_{h1}^2/8-M_1^0=1.3\times22.5\times6^2/8-78.8$

$=34.8$（kN·m）

水平加劲肋内力计算汇总见表 9-19。

表 9-19 水平加劲肋内力表

序号	水平加劲肋框架编号	肋法向荷载标准值 q_i（kN/m）	参数 $C=b_{hi}/a_{hi}$	跨度		水平拉力设计值 N_h		肋弯矩设计值（kN·m）		
				斜板 1、3 b_{hi}（m）	斜板 2、4 a_{hi}（m）	斜板 1、3 N_{hb}	斜板 2、4 N_{ha}	支座 M_i^0	跨中 M_{ai}	跨中 M_{bi}
1	1 号肋框架	23	1.00	5.31	5.31	78.5	78.5	69.5	34.8	34.8
2	2 号肋框架	25	1.00	4.63	4.63	75.9	75.9	58.5	29.3	29.3
3	3 号肋框架	28	1.00	3.94	3.94	71.1	71.1	46.7	23.3	23.3
4	4 号肋框架	30	1.00	3.25	3.25	64.0	64.0	34.7	17.3	17.3
5	5 号肋框架	33	1.00	2.56	2.56	54.7	54.7	23.4	11.7	11.7
6	6 号肋框架	35	1.00	1.88	1.88	43.1	43.1	13.5	6.7	6.7
7	7 号肋框架	38	1.00	1.19	1.19	29.2	29.2	5.8	2.9	2.9
8	8 号肋框架	20	1.00	0.50	0.50	6.6	6.6	0.5	0.3	0.3

2. 强度计算

截面初选：$W=M_{1\max}/(0.9f)=\max(M_1^0,\ M_{a1})/(0.9f)=69.5\times10^6/(0.9\times215)=359$（cm³）。

截面选择角钢∟200×125×14，钢材 f=215N/mm²。

斜壁水平加劲肋计算截面如图 9-40 所示。经计算截面特性为：A=73.87cm²，I_V=5660cm⁴，W_1=461cm³，W_2=376cm³。

1 号肋：

$\sigma_1=N_{ha}/A=78.5\times10^3/73.87\times10^2=10.6$（N/mm²）

$\sigma_2=M_{1\max}/\gamma W_{\min}=\max(M^0,\ M_a)/[\gamma\min(W_1,\ W_2)]$

$=69.5\times10^6/(1.05\times376\times10^3)=176$（N/mm²）

$\sigma_1+\sigma_2=10.6+176=186.6$（N/mm²）$<f=215$N/mm²

水平加劲肋强度验算如表 9-20 所示。

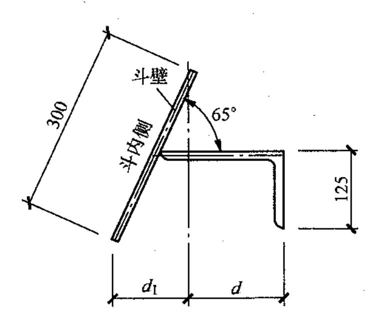


图 9-40 斜壁水平加劲肋计算截面示意图

表 9-20 水平加劲肋强度验算 （N/mm²）

序号	水平加劲肋框架编号	$\sigma_1=N_{ha}/A$		$\sigma_2=M_{\max}/\gamma W_{\min}$	合计 $\sigma_1+\sigma_2$	判断
1	1 号肋框架	10.6	10.6	175.9	187	满足要求
2	2 号肋框架	10.3	10.3	148.1	158	满足要求
3	3 号肋框架	9.6	9.6	118.1	128	满足要求
4	4 号肋框架	8.7	8.7	87.8	96	满足要求
5	5 号肋框架	7.4	7.4	59.1	67	满足要求
6	6 号肋框架	5.8	5.8	34.1	40	满足要求
7	7 号肋框架	4.0	4.0	14.6	19	满足要求
8	8 号肋框架	0.9	0.9	1.4	2	满足要求

3. 水平加劲肋挠度验算

1 号肋框架：

$$\alpha=\beta=1.3q_{a1}\,a_{n1}^2\,/\,M_1^0=12$$

查表 9-5，ξ=1.0。

$\upsilon_{b1}=\upsilon_{a1}=\xi q_{a1}\,a_{n1}^4/(384EI_V)=1.0\times23\times5310^4/(384\times206\times10^3\times56600000)=4.1$（mm）$<[\upsilon]$=21mm

水平加劲肋挠度验算如表 9-21 所示。

表 9-21　　水平加劲肋挠度验算

序号	水平加劲肋框架编号	挠度系数		斜板 1、3			斜板 2、4		
		α_i（β_i）	ξ	挠度 υ_{bi}	容许值 $b_{hi}/250$	判断	挠度 υ_{ai}	容许值 $a_{hi}/250$	判断
1	1 号肋框架	12	1.00	4.1	21	满足要求	4	21	满足要求
2	2 号肋框架	12	1.00	2.6	19	满足要求	3	19	满足要求
3	3 号肋框架	12	1.00	1.5	16	满足要求	2	16	满足要求
4	4 号肋框架	12	1.00	0.8	13	满足要求	1	13	满足要求
5	5 号肋框架	12	1.00	0.3	10	满足要求	0	10	满足要求
6	6 号肋框架	12	1.00	0.1	8	满足要求	0	8	满足要求
7	7 号肋框架	12	1.00	0.0	5	满足要求	0	5	满足要求
8	8 号肋框架	12	1.00	0.0	2	满足要求	0	2	满足要求

4. 壁板强度及挠度验算

（1）板几何参数计算。

0～1 肋间板为单向板，设置垂直肋板，肋间距 1m：a=825mm，b=1000mm，a/b=0.825，查表 9-4，α=0.0641，β= 0.0189。

1～2、2～3、3～4、4～5、5～6 肋间板同 0～1 肋间板：a=825mm，b=1000mm，α=0.0641，β=0.0189。

6～7 肋间板为梯形板，设置垂直肋板，肋间距 0.5m，将其折算成矩形板：

$$a = H - \frac{1}{6}L_2\left(\frac{L_2 - L_1}{L_2 + L_1}\right) = 0.825 - \frac{1}{6}\times 1.88 \times\left(\frac{1.88-1.19}{1.88+1.19}\right) = 0.75\text{（m）}$$

$$b = \frac{2}{3}L_2\left(\frac{2L_1 + L_2}{L_2 + L_1}\right) = \frac{2}{3}\times 1.88\times\left(\frac{2\times 1.19+1.88}{1.88+1.19}\right) = 1.73\text{（m）}$$

取板短边长 a'=0.5m，长边 b'=0.75m，a'/b'=0.66，查表 9-4，α= 0.0760，β= 0.0242。

7～8 肋间板为梯形板，设置垂直肋板，肋间距 0.5m，将其折算成矩形板：

$$a = H - \frac{1}{6}L_2\left(\frac{L_2 - L_1}{L_2 + L_1}\right) = 0.825 - \frac{1}{6}\times 1.19\times\left(\frac{1.19-0.5}{1.19+0.5}\right) = 0.74\text{（m）}$$

$$b = \frac{2}{3}L_2\left(\frac{2L_1 + L_2}{L_2 + L_1}\right) = \frac{2}{3}\times 1.19\times\left(\frac{2\times 0.50+1.19}{1.19+0.5}\right) = 1.03\text{（m）}$$

取板短边长 a'=0.5m，长边 b'=0.74m，a'/b'=0.67，查表 9-4，α= 0.0754，β= 0.0239。

（2）板强度和刚度验算。

0～1 肋间板，取 1m 板带计算：

截面抵抗矩 $W=1000t^2/6=16667$（mm^3）

$p_{n1}=29\text{kN/m}^2$，$M_1=\alpha\gamma_Q p_{n1} a_1^2=0.0641\times1.3\times29\times(825\times10^{-3})^2=1.64$（kN·m）

$\sigma_2=M_1/(\gamma W)=1.64\times10^6/(1.05\times16667)=94$（N/mm^2）

$\sigma_1+\sigma_2=11+94=105$（N/mm^2）$<f=215\text{N/mm}^2$

$\upsilon_1=\beta_1 p_{n1} a_1^4/(Et^3)=0.0189\times29\times10^{-3}\times825^4/(206\times10^3\times10^3)=1.2$（mm）$<[\upsilon]=5.5$mm

板强度和挠度验算见表 9-22。

表 9-22　　板强度和挠度验算

序号	上至下板段	板压力均值 p_n	弯矩 M（kN·m）	强度验算（N/mm^2）			挠度验算（mm）		
				$\sigma_2=M_i/(\gamma W)$	$f=\sigma_1+\sigma_2$	容许值 215	挠度 υ_i	容许值 $a_i/150$	判断
1	0～1 肋间板	28.6	1.64	94	105	满足要求	1.2	5.5	满足要求
2	1～2 肋间板	32.0	1.84	105	116	满足要求	1.4	5.5	满足要求
3	2～3 肋间板	35.4	2.03	116	127	满足要求	1.5	5.5	满足要求

续表

序号	上至下板段	板压力均值 p_n	弯矩 M（kN·m）	强度验算（N/mm²）			挠度验算（mm）		
				$\sigma_2=M_i/(\gamma W)$	$f=\sigma_1+\sigma_2$	容许值 215	挠度 v_i	容许值 $a_i/150$	判断
4	3～4 肋间板	38.7	2.22	127	138	满足要求	1.7	5.5	满足要求
5	4～5 肋间板	42.1	2.42	138	149	满足要求	1.8	5.5	满足要求
6	5～6 肋间板	45.5	2.61	149	160	满足要求	2.0	5.5	满足要求
7	6～7 肋间板	48.8	1.21	69	80	满足要求	0.4	3.3	满足要求
8	7～8 肋间板	52.2	1.28	73	84	满足要求	0.4	3.3	满足要求

5. 垂直加劲肋计算

垂直加劲肋选用：钢板 h=100mm，t=8mm，钢材 f=215N/mm²，计算截面如图 9-41 所示。

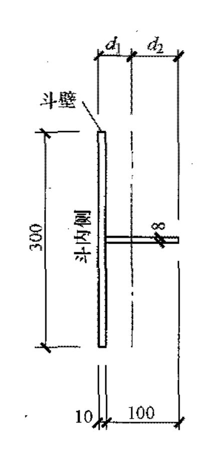


图 9-41　垂直加劲肋示意图

$d_1=[15\times10^3+8\times100\times(100/2+10)]/(30\times10^2+8\times100)$
$=16.6$（mm）

$d_2=100+10-16.6=93.4$（mm）

$I=30t_1^{\,4}/12+30\,t_1^2\,(d_1-t_1/2)^2+th^3/12+th(d_2-h/2)^2$
$=30\times10^4/12+30\times10^2\times(16.6-10/2)^2+8\times100^3/12$
$+8\times100\times(93.4-100/2)^2=2602193$（mm⁴）

$W=I/d_2=2602193/93.4=27861$（mm³）

0～1 水平加劲肋间：

肋间距 1m，肋宽 a_1=0.825m，p_{n1}= 28.6（kN/m²）。

$q_1=p_{n1}a_1=28.6\times0.825=23.6$（kN/m）

$M_1=\gamma_Q q_1 a_1^{\,2}/12=1.3\times23.6\times0.825^2/12=1.74$（kN·m）

$\sigma_1=M_1/(\gamma W)=17.4\times10^6/(1.0\times27861)$
$=63$（N/mm²）$<f=215$N/mm²

$v_1=q_1a_1^{\,4}/(120EI)=23.6\times825^4/(120\times206\times10^3\times2602193)$
$=0.2$（mm）$<[v]=a/250=825/250=3.3$（mm）

垂直加劲肋强度和挠度验算见表 9-23。

表 9-23　　垂直加劲肋强度和挠度验算

序号	上至下板段	板压力均值 p_{ni}（N/mm²）	垂直肋 q_i（kN/m）	弯矩 M_{imax}（kN·m）	强度验算（N/mm²）		挠度验算（mm）		
					应力 σ_i $M_{max}/(\gamma W)$	容许值 215	挠度 v_i	容许值 $a_i/250$	判断
1	0～1 肋间板	28.6	23.6	1.7	62.5	满足要求	0.2	3.3	满足要求
2	1～2 肋间板	32.0	26.4	1.9	69.9	满足要求	0.2	3.3	满足要求
3	2～3 肋间板	35.4	29.2	2.2	77.2	满足要求	0.2	3.3	满足要求
4	3～4 肋间板	38.7	32.0	2.4	84.6	满足要求	0.2	3.3	满足要求
5	4～5 肋间板	42.1	34.7	2.6	91.9	满足要求	0.3	3.3	满足要求
6	5～6 肋间板	45.5	37.5	2.8	99.3	满足要求	0.3	3.3	满足要求
7	6～7 肋间板	48.8	24.4	1.8	64.6	满足要求	0.2	3.3	满足要求
8	7～8 肋间板	52.2	26.1	1.9	69.1	满足要求	0.2	3.3	满足要求

最终设计的煤斗平、立面布置图如图 9-42、图 9-43 所示。

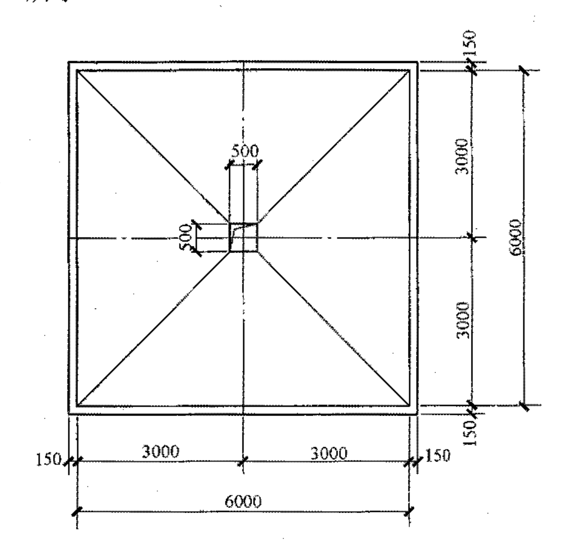


图 9-42　煤斗平面布置图

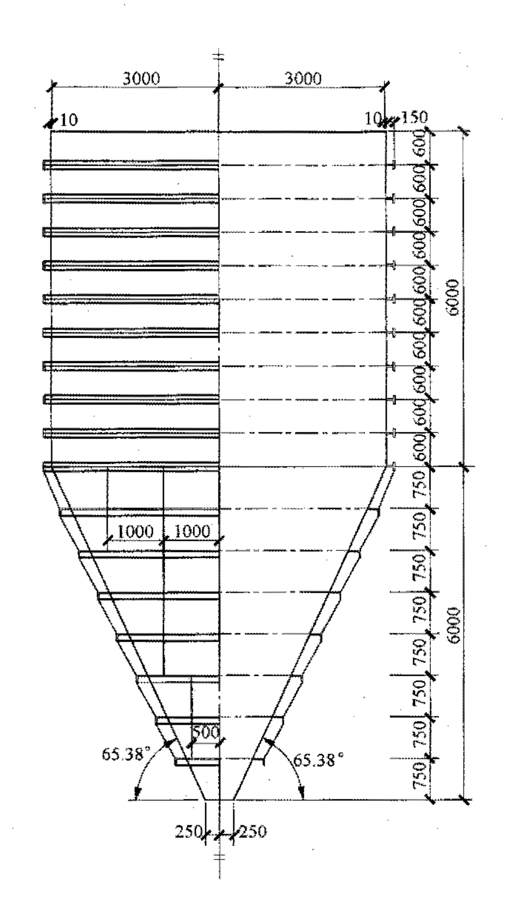


图 9-43　煤斗立面布置图

第十章

汽轮发电机基础

第一节　一　般　规　定

一、主要设计原则

1. 基础的特点与型式

汽轮发电机是火力发电厂、核电站的关键设备。汽轮发电机基础的设计不仅要满足强度和变形、裂缝宽度等要求，其动力性能的优劣还直接影响机组的安全稳定运行、使用寿命和检修维护周期。汽轮机组的工作转速与基础的动力性能关系更为密切，火力发电厂汽轮发电机的工作转速通常为3000r/min（50Hz），核电站汽轮发电机的工作转速通常为1500r/min（25Hz）或3000r/min，都属于中等转速的范畴。

汽轮发电机基础与一般机器基础的区别是机器与基础有着十分密切的关系。无论是确定框架式基础的梁柱布置和截面大小，还是进行基础的动力特性分析，机器与基础都是相互影响、相互制约的，设计时应当将机器和基础作为一个整体来考虑。

在我国，汽轮发电机基础主要为现浇钢筋混凝土框架式结构，基础一般由底板、柱、中间平台和运转层顶板几部分组成，如图10-1所示。

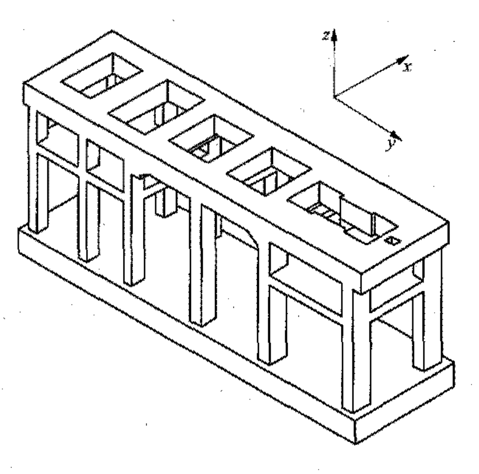


图10-1　汽轮发电机基础外形示意图

近年来，不少燃煤火电机组和核电站汽轮发电机基础也采用了弹簧隔振基础这一新型结构型式。汽轮发电机弹簧隔振基础由基础顶板、弹簧隔振单元、支承（框架）结构、基础底板组成，如图10-2所示。

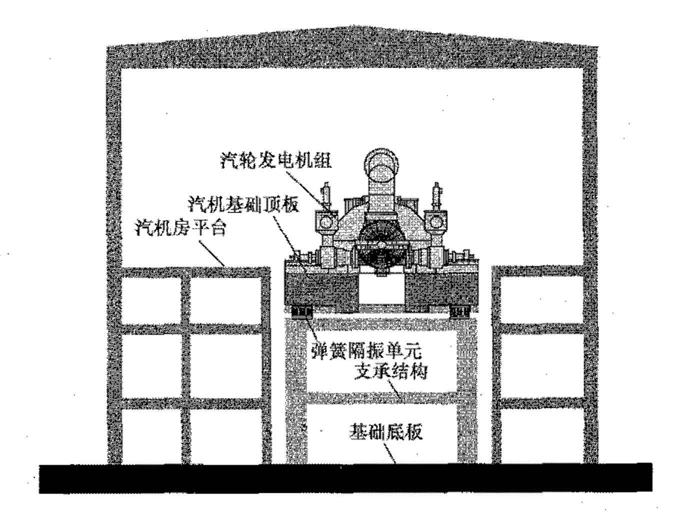


图10-2　汽轮发电机弹簧隔振基础简图

2. 基础的设计要求

汽轮发电机基础设计应同时满足以下三方面的基本要求：

（1）基础必须具有良好的动力特性。不同于普通的大块式机器基础，判别汽轮发电机基础是否具有良好的动力特性是一个较为复杂的问题，国际上存在不同的鉴定标准，我国很多专家对此也进行了长期研究。基于对汽轮发电机基础动力特性的大量研究、设计实践经验的总结以及基础振动实测数据的积累分析，GB 50040《动力机器基础设计规范》对汽轮发电机基础的振动限值进行了明确规定，将基础的振幅即振动线位移作为衡量基础动力性能的指标。从近20年的工程实践来看，该标准的规定可以有效保证汽轮发电机基础的动力性能满足机器设备运行的要求。

（2）基础必须具有足够的强度。基础应能承受各种工况的荷载，特别是要考虑事故条件下的转子极限不平衡荷载所产生的动力荷载、发电机短路产生的短路力矩、汽轮机叶片损失引起的不平衡力荷载等极端

荷载。在进行汽轮发电机基础的强度设计时，所要考虑的荷载包括恒荷载（基础自重、机器设备重量、设备膨胀力、管道力、凝汽器或空冷排汽管道的真空吸力）、动力荷载、基础超过一定长度时的温度作用、安装荷载，同时还要考虑特殊荷载（发电机短路产生的短路力矩、汽轮机叶片损失引起的不平衡力荷载、地震作用），按要求进行荷载组合，并满足现行国家规范的强度设计要求。

（3）基础必须具有足够的刚度。汽轮发电机组的轴系由汽轮机高压转子、中压转子、低压转子、发电机转子等多段转子组成。安装时可以通过轴系调平来消除基础自重、设备缸体重量引起的基础变形的影响。机组运行时将产生转动力矩、汽缸膨胀力、真空吸力等运行荷载，这些荷载也将导致基础发生一定的变形。当基础变形过大时，将影响到机组整个轴系的平直度，不利于机组的稳定运行，因此基础应具有足够的刚度。不同的汽轮机制造厂家和不同机型对基础的刚度都有不同的要求，GB 50040 对此仅作了原则规定，实际工程中一般都按汽轮机制造厂家的要求进行基础的静变位计算。

3. 基础的选型要求

汽轮发电机基础的设计宜与机器设计同步进行，以创造条件选择合理的基础结构方案。基础选型宜遵循以下原则：

（1）汽轮发电机框架式基础顶板应有足够的质量和刚度。顶板的外形和受力应尽量简洁、明确，并宜避免偏心荷载。在运行荷载作用下，顶板各横梁的静变形宜接近，汽轮发电机基础静变形的要求可根据汽轮机制造厂家的标准确定。

（2）在满足强度和稳定性要求的前提下宜适当减小柱的刚度，但长细比不宜大于 14。对汽轮发电机基础来说，适当减小柱截面尺寸，能减少基础底板混凝土用量、增加基础内部使用空间，同时还能降低基础的自振频率，改善基础的动力性能。

（3）基础中间平台可与基础主体结构一起整体浇筑，或与主体结构脱开布置，也可采用钢梁-钢筋混凝土楼板隔振平台结构型式。中间平台与主体结构整体浇筑方案会导致基础的自振频率增加，为避免中间平台振动较大，楼板厚度往往需要达到 600～800mm，混凝土用量较大；中间平台与主体结构脱开布置，需要在基础底板上设置混凝土柱支承中间平台，会占用更多的空间，这种布置方案在大型机组中应用较少；中间平台采用隔振平台结构型式时，楼面采用钢梁-钢筋混凝土楼板，钢梁与基础柱上的牛腿之间设置橡胶或弹簧隔振，避免振动向中间平台传递。目前工程应用较多的是隔振平台结构方案。

（4）基础底板应有一定的刚度，并应结合地基的刚度综合分析确定底板的厚度。底板的作用主要包括：

1）通过限制基础底板厚度与相邻柱间的净距离比值，以及底板抗弯刚度与柱抗弯刚度的比值，以满足底板对柱的嵌固作用。

2）底板应有足够的刚度，使汽轮发电机基础保持稳定，并使地基受力均匀。

3）控制底板的整体沉降值及差异变形。筏板的厚度取决于其抗剪承载力及筏板刚性这两个主要因素，半刚性和刚性基础具有均匀扩散荷载的能力，一般按照柔性指数来划分。当厚跨比 h/l=1/10 时，基础反力均为碟形，属柔性板范围；当厚跨比 h/l=1/6.25 时，基础反力呈直线分布，至荷载超过地基承载力特征值后出现挠曲，从反力线形分布的特点分析属于有限刚度的范围；当厚跨比 h/l=1/5 时，在荷载作用下边缘反力逐渐增大，中部反力逐渐减小，显示出筏板具有较大的抗弯能力，属于刚性板的范围。因而，国家地基规范认为采用厚跨比等于或大于 1/6 时可认为基础反力为线性分布。GB 50040 要求底板厚度根据地基条件取基础底板长度的 1/20～1/15，DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》规定底板厚度取基础相邻柱净距的 1/5～1/3.5，地基条件较好时取小值，地基条件较差时取大值。

（5）基础的动力特性优化设计。基础选型中还宜通过调整基础的结构布置，包括基础柱断面大小、位置和上部运转层各杆件刚度、质量的合理匹配，进行基础的动力特性优化设计。动力优化设计是基于提高机组运行安全性及降低基础造价的要求，以减少结构自重和降低结构动响应幅值为目标。基础的动力优化设计应建立汽轮发电机基础优化设计的多目标设计数学模型，同时考虑基础构件尺寸和节点位置两类设计变量，在结构拓扑、形状和尺寸优化混合上实现基础结构型式的优选和构件尺寸的优化；优化算法的方法可以采用求灵敏度法和序列线性规划解法，也可以采用基于确定性抽样的替代函数黑箱优化方法，基础的动力特性优化设计宜通过优化设计软件进行，也可采用人工多方案比选的方法。

（6）汽轮发电机弹簧隔振基础的要求。基础顶板与普通基础一样需要具有良好的动力特性、足够的强度和刚度，顶板重量与设备重量之比不宜小于 2.5，顶板第一阶平动模态的频率不宜超过 5Hz。支承（框架）结构采用现浇钢筋混凝土框架结构或钢框架结构，可以按常规结构进行设计，而不考虑振动的影响。合理控制支承（框架）结构柱的轴压比，且不宜大于 0.4，长细比不宜大于 14。合理确定弹簧隔振元件类型、数量及其布置。弹簧隔振元件宜布置在同一水平面内，每个支承柱顶弹簧隔振器的合力点应与柱截面形心重合，且每个柱顶弹簧组的静变形需相同。阻尼器宜布

置在角柱上，阻尼系数根据计算确定。基础底板的结构选型可按静力结构考虑，但要有足够的结构静刚度。

二、设计步骤

（一）基本设计资料

设计前应收集的资料包括机器制造厂家资料、专业间的配合资料、结构专业资料等。

1. 机器制造厂家提供的资料

（1）汽轮发电机组的轮廓尺寸及其对基础外形的要求。

（2）汽轮发电机组荷载分布图（机组重量及其分布、各阶转子的重量及其作用点应单独提出）。

（3）机组轴系的各阶临界转速。

（4）机组的运行荷载（运行扭矩、凝汽器荷载、管道推力、汽缸热膨胀力、汽轮机事故状态下的极限不平衡荷载、短路力矩等）。

（5）机组的临时安装荷载。

（6）与设备有关的预留坑、沟、洞的尺寸和地脚螺栓、预埋件的尺寸及位置。

2. 专业间的配合资料

（1）辅助设备及管道的荷载及其作用点（凝汽器、阀门、油箱、管道等）。

（2）主厂房建筑平面图和剖面图，主要包括汽轮发电机基础周边平台结构柱网布置及楼层标高。

（3）汽轮发电机基础底板周边凝汽器、循环水泵坑、凝结水泵坑布置，以及底板范围内设备支墩、沟道等布置及详图。

3. 结构专业资料

（1）工程厂址的自然条件及地质资料，如抗震设防烈度、设计基本地震加速度值、建筑场地类别、特征周期和地质勘测报告。

（2）当需要进行地基处理时，应取得相关的试桩报告或复合地基的试验及检测报告。

（3）与基础底板有关的地下设施坑壁布置及插筋。

（4）当平台柱位于基础底板范围内时，应收集相应平台柱布置、荷载及插筋。

（二）基础的结构选型

确定基础外形时，宜优先采用有优良运行业绩，并与机组配套的成熟基础型式，以保证基础振动性能的可靠性。当汽轮发电机组为新型机组时，应综合机器的特性、工艺要求、布置型式进行基础的结构选型。基础的顶板、柱、中间平台和底板可参考以下原则进行选型。

1. 顶板

顶板构件应受力简单、合理，外形尽量规则，宜采用外形规则的矩形或T形截面。在汽轮发电机组对中以后的运行荷载作用下，基础运转层各纵横梁的静变形宜尽量接近，且应满足制造厂家的要求，以避免机组转子轴线偏移或转子受到损伤。应保证振动荷载作用点下的梁有足够的质量和刚度。顶板纵横梁宜避免偏心荷载，以减小对梁的扭力；当柱中心线与横梁中心线不一致时，应适当增加纵梁的水平刚度。顶板悬臂部分应尽量减小，并应做成实腹式；顶板上的润滑油、冷却水（风）等管道和电缆等宜采用埋管方式，避免在顶板上开沟而削弱顶板的刚度和强度。

2. 柱

柱子一般采用矩形截面，在满足强度和稳定要求的前提下，宜适当减小柱子的刚度，改善基础的动力特性。各排柱子的轴压比宜接近，截面不宜小于600mm×600mm，柱截面可参照表10-1选用。

表10-1　柱子截面尺寸参考表

序号	机组功率（MW）	截面尺寸（mm）
1	12～25	600～800
2	50～125	800～1000
3	200～300	1000～1500
4	600～1000	1200～2000

3. 中间平台

汽机基础中间平台可采用与汽机基础上部结构整体浇筑的钢筋混凝土楼板，也可采用支承于汽机基础柱上的钢梁-钢筋混凝土板隔振平台，或完全独立于汽机基础上部结构的平台结构。

当中间平台与基础主体结构整体浇筑时，梁和板的构造规定除须符合GB 50010《混凝土结构设计规范》的相关规定外，钢筋混凝土楼板还需有足够的厚度以减小中间平台的振动，楼板厚度不宜小于300mm；中间平台主梁一般与柱等宽，梁高取跨度的1/10～1/6。

当中间平台采用隔振平台型式时，宜按照以下要求进行设计：

（1）中间平台宜采用现浇钢筋混凝土楼板，楼板厚度不宜小于120mm；平台钢梁在满足强度要求的前提下，宜减少钢梁截面，以降低平台的自振频率。

（2）中间平台隔振支座材料可选用弹簧隔振器或橡胶隔振支座，当采用弹簧隔振器时应加设阻尼器。

（3）中间平台的钢筋混凝土楼板应与基础柱分开，钢梁与支座采用铰接。

（4）中间平台隔振体系的固有圆频率ω_n应低于汽轮发电机组工作频率ω，在一般情况下，应满足频率比$\frac{\omega}{\omega_n}\geqslant 2.5$。

（5）隔振器作为支承点应对称于隔振体系的重心布置，以防止产生振动耦合；隔振器在平面上的布置，

应使刚度中心与隔振体系的重心在同一垂直线上，当难以满足上述要求时，则应使隔振器的刚度中心与隔振体系重心的水平偏离不大于所在边长的 5%。

当中间平台与主体结构脱开布置时，会形成独立于基础的小框架结构，可以不考虑振动，按普通静力结构进行设计。

4. 底板

根据地基土的性质不同，底板可采用井式、梁板式或平板式，一般都采用平板式结构。当地基为基岩时，基础底板可采用井式、梁板式结构型式。底板的厚度一般取基础相邻柱之间净距的 1/5～1/3.5。一般情况下底板的厚度应不小于柱截面最大边尺寸，当因布置原因，个别柱截面高度特别大时，可以用抗弯刚度比值进行控制，横方向底板抗弯刚度与柱抗弯刚度之比不应小于 2。

当底板设置在碎石土及风化基石地基上时，应考虑施工时温度作用的影响，底板下宜设隔离层，隔离层可采用砂垫层或油毡等材料。

（三）确定振动荷载

随着我国电力和机械行业的发展，汽轮发电机组的设备制造、现场安装和调试水平越来越高，机组的振动得到大幅改善。但运转时转子仍然不可避免地存在不平衡分量，并产生离心力，对机器和基础产生强迫振动。

汽轮发电机振动荷载值、作用位置及基础的允许振动线位移值等应由机器制造厂家提供，其中振动荷载值应当取正常运行工况下的不平衡荷载，而不应采用极限不平衡荷载。当缺乏资料时可参照本节相关内容采用。

（四）基础的动力分析

汽轮发电机基础的动力分析采用振幅法，要求机组在正常运行状态下振动荷载作用点处的基础振动线位移或振动速度不能超过标准规定的限值。计算时应采用空间多自由度杆系或有限元计算模型，模型应与实际结构保持一致，基础自重和设备重量作为参振质量可按协调质量或凝聚质量输入。对于工作转速为 50Hz 的汽轮发电机基础，不考虑地基的刚度是偏于安全的。通过自由振动响应分析计算出 0～1.4 倍工作转速范围内的自振频率和振型，然后将每个振动荷载作用在基础上进行强迫振动分析，按照振型叠加法计算出每个自振频率下的基础动力响应，最后按照矢量叠加的原则将各个振动荷载的动力响应进行叠加，得出基础在自振频率下的全部动力响应。动力响应包括各个振动荷载点的基础转速-振动线位移曲线或转速-振动速度曲线。

（五）基础的强度设计

基础强度设计的主要内容包括静变位分析和强度设计两部分。为保证基础顶板轴承座处的变形接近，并满足汽轮机制造厂家的要求，需要进行基础的静变位分析。静变位分析时基础按完全弹性结构考虑，荷载取运行时设备所产生的荷载，因为基础自重和设备重量所产生的变形可以通过安装和调试消除。有些制造厂家要求静变位分析还要计入基础混凝土徐变的影响。

基础的强度设计基本上与普通结构相同，不同之处主要包括：基础为动力结构，振动荷载产生的动内力需要作为一种单独的荷载工况参与荷载组合；强度设计需要考虑混凝土和钢筋的疲劳影响。

（六）地基承载力验算和底板强度验算

1. 地基承载力验算

初步确定基础底板的厚度和平面尺寸后，需要进行底板的偏心计算，以避免基础的偏斜。按传到基础上的全部静荷重及基础本身重量之和（不考虑动力荷载、地震作用和短路力矩的影响）求得的总重心与基础底面形心，应力求位于同一垂直线上，如偏心不可避免，则偏心值与平行于偏心方向的基础底板边长之比应不大于 3%。基础底板沉降可按 GB 50007《建筑地基基础设计规范》计算。

2. 底板强度验算

底板的配筋计算与普通筏板结构相同，可采用倒置连续梁法或基床系数法。由于基础底板的振动很小，可以不考虑振动荷载的影响。

汽轮发电机基础的设计流程简图如图 10-3 所示。

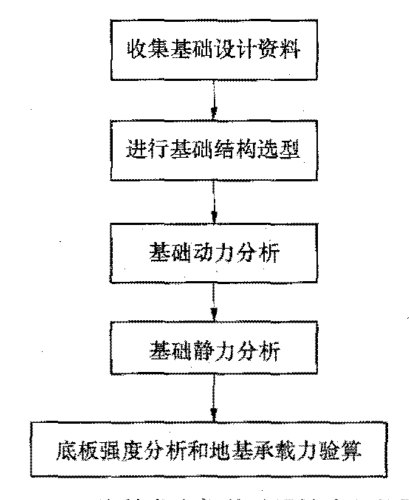


图 10-3　汽轮发电机基础设计流程简图

三、振动荷载

汽轮发电机组设备运行时产生振动荷载的因素比较复杂，包括转子偏心引起的不平衡荷载、机组负荷变化和发电机电磁场变化引起的动荷载等多个振动荷载源。目前国内外均将转子偏心引起的不平衡荷载作为主要的振动荷载研究对象。汽机基础动力分析应当优先采用机器制造厂家提供的汽轮发电机组振动荷载

值、作用位置以及作用方向，当缺乏资料时可采用相关规范提供的建议值。

1. 规范荷载

我国的振动标准主要有三个，分别是 GB 50040、GB/T 9239.1/ISO 1940-1《机械振动 恒态（刚性）转子平衡品质要求 第 1 部分：规范与平衡允差的检验》和 DL 5022。

GB 50040 和 DL 5022 的规定基本一致，振动荷载的建议值见表 10-2。

表 10-2 汽轮发电机振动荷载建议值

机器工作转速（r/min）		3000 或 3600	1500 或 1800
计算振动线位移时第 i 点的振动荷载 P_{gi}	竖向、横向	$0.20\,W_{gi}$	$0.16\,W_{gi}$
	纵向	$0.10\,W_{gi}$	$0.08\,W_{gi}$

注 1. 表中数值为机器正常运转时的振动荷载（N）。
2. W_{gi} 为作用在基础 i 点的机器转子重力（N）。
3. 计算振动线位移时，频率范围宜取工作转速的 ±25%。

计算振幅时，任意转速时的振动荷载 P_{oi} 按下式计算：

$$P_{oi}=P_{gi}\left(\frac{n_0}{n}\right)^2 \tag{10-1}$$

式中 P_{oi} ——任意转速时 i 点的振动荷载值，N；
P_{gi} ——工作转速时 i 点的振动荷载值，N；
n_0 ——任意转速，r/min；
n ——工作转速，r/min。

GB/T 9239.1 由 ISO 标准转化而来，采用转子平衡质量等级 G 来评价机器的振动性能。按 ISO 标准对汽轮发电机基础进行强迫振动响应分析时，荷载频率的分析范围宜从机器额定转速的 85%～115%。振动荷载分别以水平横向和垂直向作用于基础顶部的轴承座上，也可近似作用在基础顶面上。机器振动荷载按式（10-2）计算：

$$P_{gi}=M_{gi}\frac{G\Omega^2}{\omega} \tag{10-2}$$

$$G=e\omega$$

式中 G ——衡量转子平衡质量等级的参数，由设备厂家提供，并不低于 G2.5（2.5mm/s）的平衡等级，mm/s；
M_{gi} ——作用在基础 i 点的机器转子质量，t；
Ω ——计算不平衡力的转速时的角速度，rad/s；
ω ——机器设计的额定运转速度时的角速度，rad/s；
e ——转动质量的偏心距，等于转动轴与转动质量质心间的距离，mm。

对于 3000r/min 的汽轮发电机来说，当平衡品质等级取 G2.5 时，按照式（10-2），振动荷载值约为 0.08 倍转子重量；当平衡品质等级取 G6.3 时，振动荷载值约为 0.2 倍转子重量，此时与 GB 50040 一致。多年工程实践证明，GB 50040 的设计方法能有效控制汽轮发电机基础的振动，保证汽轮发电机的安全运行。而目前采用转子平衡品质等级的方法确定振动荷载值有以下两个优点：一是平衡品质等级方法以圆频率和偏心距来定义振动荷载，物理概念明确，有较严格的理论基础；二是目前机械行业国标和 ISO 标准均采用了平衡品质等级方法来控制转子振动荷载，主要汽轮发电机制造厂家的企业标准也基本采用该方法，汽轮发电机基础动力设计采用平衡品质等级方法能与国际接轨，同时也与制造厂家的技术要求相衔接。

GB/T 9239.1/ISO 1940-1 规定汽轮发电机转子的平衡等级为 G2.5，这是针对一段转子而言。汽轮发电机组的轴系由数段转子连接而成，再考虑装配误差，轴系的平衡品质等级比单段转子降低一级是必要的。因此，用于汽轮发电机基础动力分析的转子平衡等级需要与汽轮机制造厂家共同确定，一般而言，平衡等级取 G6.3 是安全的。

德国标准 DIN 4024-1《机器基础 具有旋转零件的机器用柔性支撑结构》中规定当缺少制造商提供的资料时，可以按 VDI 2060（该标准已转化为 ISO 标准）根据平衡等级来计算振动荷载。运行状态平衡品质应假定为比 VDI 2060 中所规定的相应机组的品质低一级。如果自振频率落在（0.95～1.05）f_{m} 的范围内，可将振动荷载频率移动到两个相邻自振频率的任何一个上，假定它们处于指定的范围之内且振动荷载幅值保持不变。

美国 ASCE 标准《大型汽轮发电机基座设计导则》第五章规定对结构进行强迫振动响应分析，荷载频率的分析范围从机器额定转速的 20%～120%。第三章明确了振动荷载的取值和计算方法，将振动荷载分别以水平横向和垂直向作用于基础顶部的轴承座上，机器振动荷载由设备厂家提供，若无此数据时，推荐采用 G5.0（5mm/s）的平衡等级，约为 0.16 倍的转子重量。

2. 厂家荷载

国内汽轮机制造厂主要引进了西门子、GE、三菱和 ALSTOM 等技术，下面分别介绍这几个制造商企业标准的相关要求。

（1）西门子企业标准 STIM 02.001 的基础荷载图根据最大允许转子振幅（DIN ISO 7919-2，Zone boundary C/D）提供了轴承动荷载（LC7），其垂直和水平横向的幅值不同。对于 3000r/min 的机组，当基础横向振型的特征值为 2700～3450r/min 时，应作强

迫振动分析。振动荷载应分别作用在各个轴承上，振动荷载的幅值为 $0.3\sqrt{F_{ix}^2+F_{iz}^2}$，$F_{ix}$、$F_{iz}$ 为水平方向的振动荷载，由厂家提供。当为任意转速时，同 GB 50040 的规定一样，振动荷载的幅值随频率变化。STIM 以 ISO 标准作为衡量基础动力设计标准。按西门子和德国工程师们的习惯，可认为衡量标准的工作范围为 2700～3450r/min。

（2）GE 公司企业标准 GEK-63383 与美国 ASCE 标准《大型汽轮发电机基座设计导则》的规定基本一致。

（3）三菱公司一般都提出相应的汽轮发电机转子动荷载，其数值与 GB 50040 一致。

（4）ALSTOM 标准 HTGD655066 的汽轮发电机转子动荷载参照 DIN 4024 制定。

四、振动控制标准

1. 规范标准

（1）GB 50040 和 DL 5022 规定框架式汽轮发电机基础的动力计算可采用振幅法，即以振动线位移作为设计的控制指标。振动荷载作用点处三个方向的基础振动线位移 A 均应满足式（10-3）的要求：

$$A \leqslant [A] \tag{10-3}$$

式中 $[A]$——三个方向的振动线位移容许值，取 0.02，mm。

在计算振动线位移时，可取工作转速一定范围内（一般取±25%）的最大振幅作为工作转速时的计算位移。对 0～0.75 倍工作转速范围内的计算位移应不大于 1.5 倍的容许振动线位移值。

（2）GB/T 6075.2/ISO 10816 由 ISO 标准转化而来，ISO 标准以轴承底座处测量到的最大振动速度的均方根值作为机器振动的评价准则，考虑到其与轴承的许用动荷载和传至支撑结构及基础的许用振动的协调一致性，可以采用该标准来评价基础的振动。

按 ISO 标准采用四个评价区域对机器振动进行评价：

区域 A：新投产机器的振动通常宜在此区域内。

区域 B：通常认为振动在此区域内的机器可不受限制地长期运行。

区域 C：通常认为振动在此区域内的机器不适宜长期连续运行。一般来说，在有适当机会采取补救措施之前，机器在这种状态下可运行一段有限的时间。

区域 D：振动在此区域内一般认为其烈度足以引起机器损坏。

表 10-3 为汽轮发电机组轴承座振动速度评价区域边界的推荐值。

表 10-3 汽轮发电机组轴承座振动速度评价区域边界推荐值

区域边界	轴转速（r/min）	
	1500 或 1800	3000 或 3600
	振动速度均方根值（mm/s）	
A/B	2.8	3.8
B/C	5.3	7.5
C/D	8.5	11.8

注 这些数值相应于在额定转速、稳定工况下在推荐的测量位置上用于所有轴承的径向振动测量和推力轴承的轴向振动测量。

一般对横向和竖向两个方向进行控制，纵向仅对推力轴承处的轴承座进行控制。振动线位移与振动速度可采用式（10-4）进行替换，对于 3000r/min 的汽轮发电机组，振动速度限值为 3.8mm/s，折算振动线位移为 17.1μm。

$$A = 225v / f_m \tag{10-4}$$

式中 A——振动线位移，μm；

v——振动速度，mm/s；

f_m——机器的运行频率，Hz。

（3）DIN 4024 和德国工程师重点关注基座在运行状态的振动情况，规定振动线位移的允许值、相应的振动方向和工作频率范围应与强迫振动分析相匹配。关于振动线位移的允许值，当缺少制造商提供的资料，强迫振动分析取 G=2.5mm/s 时，允许值为 11.25μm。分析频率在 1±5%的工作转速范围内。

（4）美国 ASCE 标准《大型汽轮发电机基座设计导则》中规定对于设计不平衡值，(0.2～1.2) f_m 内的轴承座的振动应小于 10 密耳（英制单位，1/1000in 峰峰值），换算后为 127μm（单峰值）。这是指实际运行的较大不平衡值。实际在参考美国标准进行设计计算时，多采用 ISO 作为基准的衡量标准，即振动速度限值为 3.8mm/s。

2. 厂家标准

（1）西门子标准以 ISO 标准为基准，机组转速为 3000r/min，A/B 级振动速度为 3.8mm/s，计算频率范围为 2700～3450r/min，折算位移允许值为 17.1μm。

（2）ALSTOM 标准以 ISO 标准为基准，振动速度限值为 3.8mm/s，计算频率范围为 2700～3300r/min。

五、荷载及荷载组合

（一）基本荷载工况

1. 基本荷载工况分类

作用于汽机基础上的荷载类型可分为永久荷载、可变荷载、偶然荷载和地震作用，具体如下：

（1）永久荷载，包括基础自重、机器重、设备重、机组正常运行时的反力矩、填土重、管道推力、汽缸膨胀力、凝汽器真空吸力和基础构件温差所产生的作用力等。

（2）可变荷载，包括动荷载和活荷载。

（3）偶然荷载，主要是事故工况下的短路力矩、叶片损失力等。

内力组合中将荷载分为单向、双向两种。单向荷载指永不改变方向的荷载，双向荷载指可能出现在两个相反方向上的荷载。重力引起的荷载属于单向荷载，汽缸膨胀力、管道推力、温差产生的作用力等属于双向荷载。

2. 凝汽器荷载及真空吸力

纯凝机组或间接空冷机组设有凝汽器与机组低压缸相连，直接空冷机组则无凝汽器，仅有排汽管道与低压缸相连。凝汽器与低压缸的连接方式不同，将产生不同的荷载分布。

（1）当凝汽器与低压缸连接处设置补偿器，采用柔性连接时，凝汽器的重量全部由下部的支墩承受，同时对低压缸产生真空吸力，该力通过低压缸传至基础运转层的上部结构。真空吸力应由制造厂家提供，当无资料时，也可按式（10-5）计算：

$$P=F(p_a-p_i) \tag{10-5}$$

式中 P——真空吸力，kN；

F——凝汽器与低压缸连接处的截面面积，m^2；

p_a-p_i——内外压力差，无资料时可取100，kN/m^2。

（2）当凝汽器与低压缸刚性连接时，凝汽器通过弹簧支承在下部支墩上，此时无真空吸力，凝汽器的自重由下部支墩承受，运行时的水重按一定比例分配给上部结构和下部支墩，该比例应由制造厂家提供。

（3）直接空冷机组无凝汽器，仅有排汽管道与低压缸相连。此时也对上部结构产生真空吸力，真空吸力应由制造厂家提供，当无资料时，也可按式（10-5）进行估算。

3. 机组温度膨胀力

由机组热膨胀引起的摩擦力，以汽轮发电机组的不动点为出发点，向各个方向辐射。一般机组有多个膨胀体系，各个体系的死点不同，如图10-4和图10-5所示。膨胀力的水平合力相互平衡，对基础整体结构没有影响，但在进行基础上部运转层的纵横梁设计时需要考虑这部分荷载。

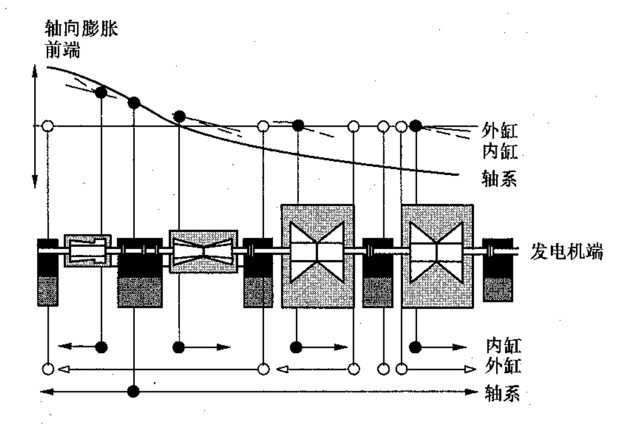


图10-4 某机型的外缸、内缸和转子膨胀示意图（一）

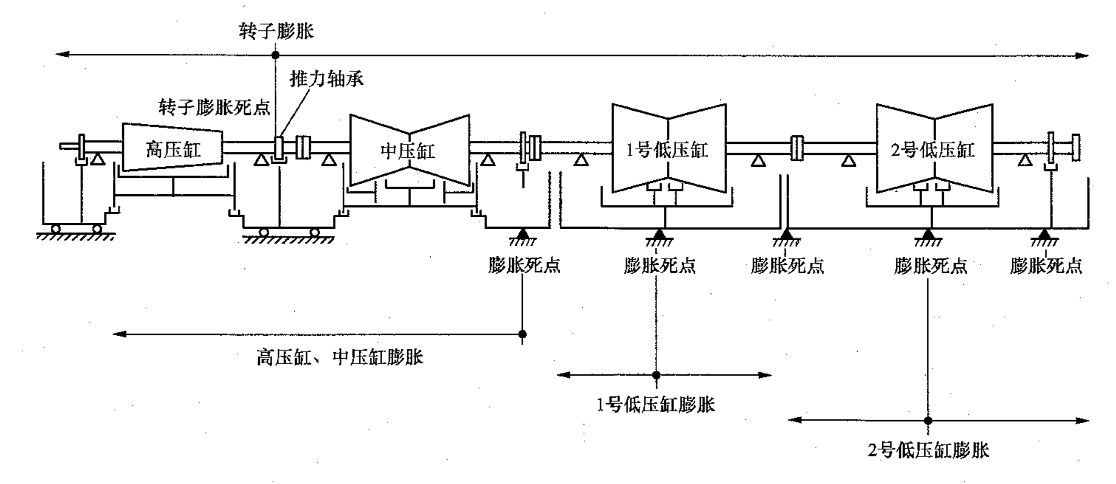


图10-5 某机型的外缸、内缸和转子膨胀示意图（二）

4. 温度变化产生的荷载

汽轮发电机基础运转层梁（不含发电机部分构件）的内外侧存在温度差。一般机器保温层外侧稳定在50℃，基础混凝土按20℃考虑，两者存在30℃的温差。由于温差是长期作用，计算时应取基础混凝土的长期刚度，实际工程中一般对温差进行折减更为方便，所以温差可取15～20℃。

当基础纵向长度大于40m时，宜进行纵向框架的温度作用计算。顶板与柱脚的计算温差可取20℃。

5. 安装荷载

安装荷载是指由制造厂家提供、在设备安装阶段或者检修阶段作用在基础顶板上的临时荷载。该部分

荷载仅供验算连接和单个构件使用，不参与到动力分析和静力组合中。

6. 偶然荷载

偶然荷载包括事故工况下的汽轮机叶片损失引起的不平衡力和发电机短路引起的短路力矩。这些荷载数值和作用点应由制造厂家提供，当无资料时，发电机的短路力矩 M（kN·m）可按式（10-6）～式（10-8）计算：

$$M = KSM_{\mathrm{p}} \tag{10-6}$$

$$M_{\mathrm{p}} = 9.740\frac{Q}{n} \tag{10-7}$$

$$S = 1.3\frac{1}{X_{\mathrm{a}}''\cos\phi} \tag{10-8}$$

式中 K——荷载冲击作用的动力系数，可取 2；

S——发电机额定转矩倍数；

M_{p}——发电机额定转矩，kN·m；

Q——发电机功率，kW；

n——发电机工作转速，r/min；

X_{a}''——发电机超瞬变电抗（无量纲数）；

$\cos\phi$——发电机功率因数，一般可取 0.85。

当缺乏资料时，发电机的短路力矩 M 可按下式估算：

$$M = \frac{4KQ}{1000} \tag{10-9}$$

7. 活荷载

基础的中间平台和运转层平台上的均布活荷载标准值可按表 10-4 选用。

表 10-4 基础中间平台和运转层平台上的均布活荷载标准值 （kN/m^2）

部位	单机组容量（MW）		
	12～125	200～300	600～1000
基础中间平台	4	6	10
基础运转层平台	15～20	25～30	40

注 1. 表中数值仅用于基础的静力计算，不计入动力分析中的参振质量。

2. 表中 600～1000MW 级机组荷载值，当设计有依据时，允许进行调整。

（二）荷载组合

1. 荷载组合的类型

基础的承载力计算可按下述荷载组合，并取其较大值作为控制值，以下三种组合均不包含安装荷载：

（1）基本组合可由永久荷载与动力荷载（或当量荷载）组合，各项动力荷载只考虑单向作用，其组合系数取 1.0。

（2）偶然组合可由永久荷载、动力荷载及偶然荷载组合，动力荷载组合系数可取 0.25，短路力矩荷载组合系数可取 1.0。

（3）地震作用组合可由永久荷载、动力荷载及地震作用组合，动力荷载组合系数可取 0.25，地震作用组合系数可取 1.0。

2. 荷载分项系数

永久荷载分项系数取 1.2（当对结构有利时取 1.0），动力荷载的分项系数取 1.4，短路力矩荷载的分项系数取 1.0，地震作用的分项系数取 1.3。偶然荷载的动力系数采用 2.0；参与组合的动力荷载效应是 1.25 倍工作转速范围内的最大值。为保证基础构件在轴系极端不平衡状态下能够安全运行，计算动内力时的振动荷载值取计算振幅时所取振动荷载值的 4 倍，并应考虑材料疲劳的影响。对于钢筋混凝土构件疲劳系数采用 2.0。

3. 地震作用计算

基础地震作用计算应按照 GB 50011《建筑抗震设计规范》采用两阶段设计法。一般工程可仅进行多遇地震作用下的弹性阶段验算；而对于 8 度Ⅳ类区及以上高烈度区，结构的地震作用反应显著增大，为确保汽轮发电机基础能满足国家规范所规定的两阶段水准要求，宜补充进行罕遇地震条件下的变形验算。进行汽轮发电机基础罕遇地震条件下的变形验算时，可采用静力弹塑性（pushover）简化分析方法替代动力弹塑性时程分析方法。一般可以不考虑竖向地震作用。

4. 三种荷载组合的内力效应计算

上述三种荷载组合的内力效应可按下列要求计算：

（1）基本组合效应=（1.2 或 1.0）×永久荷载效应+1.4×4×2×动力荷载效应。

（2）偶然组合效应=（1.2 或 1.0）×永久荷载效应+1.4×2×动力荷载效应+2.0×短路力矩或事故状态的叶片损失力荷载效应。

（3）地震作用组合效应=（1.2 或 1.0）×永久荷载效应+1.4×2×动力荷载效应+1.3×地震作用效应。

第二节 汽轮发电机基础数模分析

汽轮发电机基础动力分析采用有限元数值模型或杆系空间模型均可分析汽机基础的动力特性，相对而言有限元数值模型分析结果与基础实测结果更接近。对于新型基础和外形较复杂的基础，动力分析宜采用有限元数值模型。

本节以 ANSYS 软件作为有限元数值分析软件，其分析方法也可供采用其他有限元分析软件参考。

一、分析模型建模原则

有限元数值模型建模可参照以下方法进行：

（1）材料参数。结构的材料刚度、材料密度等参数可参照 GB 50010 和 GB 50009《建筑结构荷载规范》取值。阻尼比的取值分为两种情况：当按 GB 50040 进行分析时，结构阻尼采用索式阻尼，取 0.0625；当按 ISO 国际标准及制造厂家标准进行分析时，结构阻尼比采用常用的黏滞阻尼，取 0.02～0.03。

（2）单元类型。在有限元单元选型上优先采用 20 节点六面体（如 solid95 或 solid186）。与 8 节点六面体单元（如 solid65）相比，20 节点六面体可以大幅提高单元计算精度，且有效减小单元数量，提高运算效率。因此在模态分析中宜选用 20 节点六面体。设置材料参数时，用正交异性材料模拟钢筋混凝土材料，考虑钢筋对 z 向刚度的贡献。8 节点六面体单元几何模型如图 10-6 所示，20 节点六面体单元几何模型如图 10-7 所示。

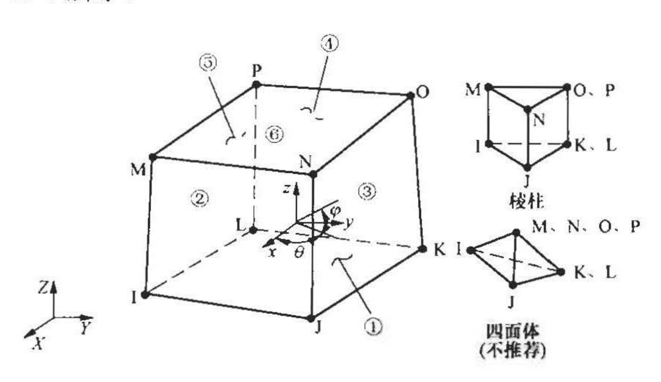


图 10-6　8 节点六面体单元几何模型图

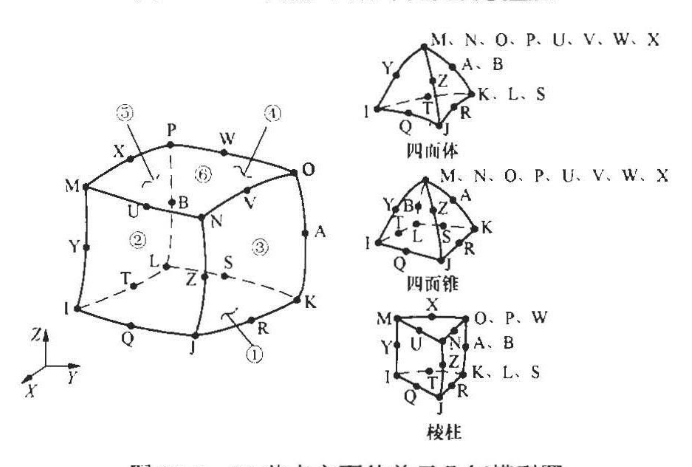


图 10-7　20 节点六面体单元几何模型图

（3）网格精度。当采用 8 节点六面体单元时，单元划分长度在 1m 左右时自振频率和振动线位移计算结果开始收敛，故单元划分长度宜取在 0.5～1m 范围内；当采用 20 节点六面体单元时，单元划分长度在 2m 左右时自振频率和振动线位移计算结果开始收敛，单元划分长度宜取在 1～1.5m 范围内。

（4）网格划分方法。手动划分单元不仅增加了工作量，而且对于动力分析计算精度的提高也非常有限。选择自动划分单元时对于精度影响不大。故为提高建模效率，除了对于形状复杂的结构部分可考虑局部手动划分加密外，其余结构均可采取自由划分网格的方法。

（5）模型边界条件。当汽轮发电机组工作转速为 3000、3600r/min 时，框架式基础动力分析一般都不考虑地基的作用。这种情况下，模型边界条件的处理一般可考虑柱脚采用固定支座连接或者输入底板、底板与地基刚接。当汽轮发电机组工作转速为 1500、1800r/min 时，宜考虑地基土的刚度影响，此时分析模型应建立底板，底板采用弹性支座。支座各个方向的动刚度应根据地质实测数据或 GB 50040 建议数据确定。

模型中包括框架柱、顶板、底板以及混凝土中间平台等构件，若中间平台为隔振平台，为提高分析效率，则可以忽略，仅将其质量分配到各柱上。

（6）设备质量模拟。汽轮发电机设备质量可简化为均布的集中质量单元作用在基础顶面。其余荷载如凝汽器荷载、纵向横向推力、正常运行的扭矩等对动力分析影响不大，均可忽略。

按照上述建模方法建立的汽轮发电机基础数模模型如图 10-8 所示。

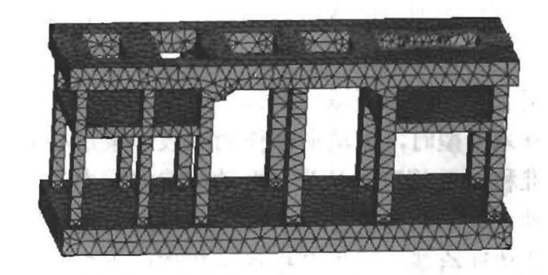


图 10-8　汽轮发电机基础数模模型图

二、数模动力分析方法

建立有限元模型后，需对有限元模型进行自由振动响应分析。通过自由振动响应分析计算出 0～1.4 倍工作转速范围内的自振频率和振型，然后将每个振动荷载作用在基础上进行强迫振动分析，按照振型叠加法计算出每个自振频率下的基础动力响应，最后按照矢量叠加的原则将各个振动荷载的动力响应进行叠加，得出基础在自振频率下的全部动力响应。动力响应包括各个振动荷载点的基础转速-振动线位移曲线或转速-振动速度曲线。

（1）分析类型的选用。分析类型宜采用模态分析，得到结构的自振频率、振型等固有振动特征。根据 ANSYS 分析软件的要求，设备质量需在模态分析之前施加，其并不影响模态分析的结果，而在谐响应分析时自动调用。

(2) 振型数量。为避免遗漏振型，自由振动分析时应取工作转速1.4倍范围内的自振频率；采用振型分解法计算振动线位移时，取该范围内的全部振型进行叠加。计算动内力时，取1.25倍工作转速范围内的最大动内力值作为控制值。

(3) 强迫振动分析方法。对有限元模型进行自由振动响应分析后，需施加外部动荷载、激振频率等参数，进行强迫振动响应分析，得到结构的振动线位移。强迫振动分析类型宜采用谐响应分析，得到结构在启动阶段和正常运行阶段的振动线位移或振动速度。

(4) 振动荷载的施加方法。在汽机基础的有限元分析中，可以将振动荷载简化视为集中力，作用在有足够刚度的节点之上。实际上振动荷载是作用于某局部区域，若将振动荷载作为集中力作用于一个节点，由于存在应力集中，若节点刚度不足，则会造成严重的应力集中，从而与实际可能产生较大差别。对比分析表明，对于按照本节要求建立的有限元模型，将振动荷载作为一个集中力一次性作用在一个节点上，和将振动荷载分散在小范围区域的几个节点上，再用振型分解法叠加得到的振动线位移结果进行比较，结果非常接近，误差可以忽略不计。

(5) 振动荷载的作用大小和位置分布。振动荷载一般可按厂家资料或相关标准取得，振动荷载作用点的高度在基础顶面上或机器轴承中心标高处。当振动荷载作用点设在机器轴承中心高度时，作用点的高度可根据设备不同由制造厂家提供。

杆系模型时，振动荷载作用点设于梁形心处；厂家标准和ISO规范等认为，振动荷载实际上是作用在机器轴承处，通过机器轴承和基础顶面的连接，将振动荷载传递给基础。提高振动荷载作用点高度的计算模型如图10-9和图10-10所示。用弹性模量远大于钢筋混凝土（可设为钢筋混凝土的1000倍）、质量为零的刚性支撑来模拟机器轴承，将振动荷载作用在刚性支撑的顶点处。由于没有质量，且刚度接触点有限，故并未影响所考虑的自振频率范围内的模态分析结果。

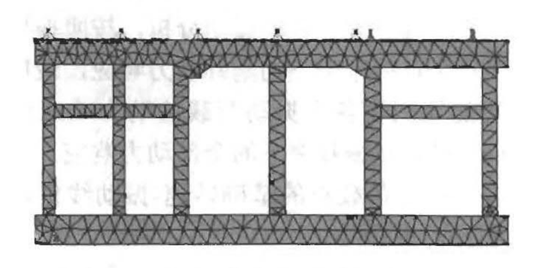


图10-9 振动荷载作用点抬高示意图

研究表明，振动荷载作用点高度的不同，结构的动力响应有所差别，但是相差不大，均在10%范围以内。故在实际分析中，将振动荷载作用点放置在梁表面或机器轴承中心标高处两种方法均可。



图10-10 振动荷载作用点抬高细部图

(6) 振动线位移各个方向空间耦合作用的影响。对于一个复杂的空间结构，通常需要考虑X、Y、Z三个方向的空间耦合作用，如Y、Z向荷载在X方向上引起的振动线位移。研究表明，对于汽机基础对称性较强的结构，在数模分析中，可分别计算三个方向的振动线位移，仅考虑与线位移同向的振动荷载的影响，而其他方向的振动荷载在该方向上引起的振动线位移可忽略不计。

(7) 构件剪切变形的影响。在分析中需要考虑各构件剪切变形的影响，以提高计算精度。通过有限元模型与杆系模型的对比分析，在梁端处有限元模型的计算结果偏大。这是因为在ANSYS中，考虑了结构的剪切变形，而梁端处的剪力较大，因此剪切变形影响较大，而杆系模型则忽略了结构剪切变形的影响。实际上，结构中存在有剪切变形，因此在分析中需要考虑剪切变形的影响，以减小与计算的误差。

(8) 振动线位移的叠加。根据规范GB 50040的要求，当有多个振动荷载同时作用时，质点的振动线位移可采用振型分解法，即模态叠加法求得。也就是分别计算在每个振动荷载作用下各点的线位移，再将各点在所有振动荷载作用下引起的线位移叠加，按式(10-10)计算：

$$A_i=\sqrt{\sum_{k=1}^{m}(A_{ik})^2} \tag{10-10}$$

式中 i——质点号；

m——振动荷载数量；

A_i——质点i的振动线位移，mm；

A_{ik}——第k个振动荷载对质点i产生的振动线位移，mm。

ANSYS软件在计算每一个振动荷载作用下结构的振动线位移时，每个质点i的振动线位移A_{ik}是根据结构动力学中常用的振型叠加法求得的。

振型叠加法是先在模态分析时解出结构的各阶振型$\{\phi\}_n$。对多自由度体系的动力反应问题，实际并不需要采用所有的振型进行计算，因此结合GB 50040的要求，可以取1.4倍工作频率范围（对于此例即70Hz）以内的振型参与模态叠加计算。输入激振频率及荷载之后，有阻尼体系振型运动方程为：

$$\ddot{q}_n(t)+2\varsigma_n\omega_n\dot{q}_n(t)+\omega_n^2 q_n(t)=\frac{p_n(t)}{M_n},\quad n=1,2,\cdots,N \tag{10-11}$$

式中 $\ddot{q}_n(t)$——第 n 阶加速度函数，m/s^2；

ς_n——第 n 阶阻尼因子；

ω_n——第 n 阶自振频率，1/s；

$\dot{q}_n(t)$——第 n 阶速度函数，m/s；

$q_n(t)$——第 n 阶位移函数，m；

$p_n(t)$——第 n 阶激励函数，N；

M_n——第 n 阶质量，kg。

由于在启动和正常运行过程中，频率的变化较慢，因此结构可视为稳态反应,即每一步给定激振频率的 ω 均有给定的激励函数 $p_n(t)$，即可求出 $q_n(t)$，从而根据振型叠加法，分别求出每个激振频率下结构所有质点在任意时刻的振动线位移 $\{u(t)\}$，公式如下：

$$\{u(t)\}=\sum_{n=1}^{N}\{\phi\}_n q_n(t) \tag{10-12}$$

$\{u(t)\}$ 中第 i 个质点的振动线位移幅值即为 A_{ik}。

在考虑多振动荷载共同作用时，先计算出结构在单个振动荷载作用下的振动线位移响应，再采用式（10-10）对结构在不同振动荷载下的振动线位移进行叠加。

（9）考虑振动荷载大小随频率变化的处理方法。ANSYS 中计算分析的振动线位移仅考虑了激振频率的变化，而振动荷载的幅值是按工作转速下的振动荷载幅值取值。而实际上，振动荷载的幅值应是随激振频率的变化而变化的。

若在分析中直接考虑频率对振动荷载的影响，会为分析增加很大的工作量。为提高计算效率，可以在分析中取振动荷载为工作转速下的振动荷载，并将其视为常数。由于此时结构为线弹性响应，故在得到结构的振动线位移后，将位移值乘以系数 $\left(\frac{n_0}{n}\right)^2$，以得到随频率变化的振动荷载作用下结构的振动线位移。

第三节 汽轮发电机框架式基础

一、动力计算

汽轮发电机基础动力计算主要包括基础自振特性分析和强迫振动分析两部分内容，其结果是评价汽轮发电机基础动力性能的重要依据。

1. 主要计算方法

汽轮发电机基础动力分析的传统方法有共振法和振幅法。所谓共振法，是指基础自振频率避开机器转动的共振区；振幅法是指控制基础振动线位移或振动速度在一定的许可值之内。通过对大量已投入运行的实际基础进行实测，得到的实测结果表明，在机组启动或降速过程中，当通过基础各阶自振频率时，各点振幅往往没有明显增加，反而是通过轴系临界转速时，机器和基础各点的振幅都明显出现峰值。这说明共振法所倡导的避开基础的自振频率并无明显的实际意义，工作转速真正要避开的是轴系临界转速。因此，振幅法成为主要使用的动力特性鉴定标准。

目前工程中汽轮发电机基础动力分析多采用振幅法。动力计算可采用空间杆系模型，对于 600MW 及以上容量新型机组的基础则宜补充进行有限元实体单元数模分析。

振幅法规定在机组正常运行状态下，汽轮发电机基础振动荷载作用点的计算垂直方向振动线位移不应超过标准规定的允许值。计算时需要对汽轮发电机基础进行自振特性分析以求得足够数量的频率和振型，然后通过强迫振动分析得到汽轮发电机基础各个振动荷载作用点的转速-振幅曲线。一般情况下需要计算振动荷载作用点三个方向的振幅。

对工作转速为 3000r/min 的国产汽轮发电机基础，当基础是由横向框架与纵梁构成的空间框架且满足表 10-5 的条件时，可不作动力计算；当不满足该表条件时，应按规范要求进行动力计算。

表 10-5 基础不作动力计算的条件

机组功率（MW）	中间框架、纵梁	边框架
≤125	$G_i \geq 6\,G_{gi}$	$G_i \geq 10\,G_{gi}$
200	$G_i \geq 7\,G_{gi}$	$G_i \geq 12\,G_{gi}$

注 G_i 为集中到梁中或柱顶的重量（包括机器重），G_{gi} 为转子重量。

2. 空间多自由度法

汽轮发电机基础进行空间多自由度法分析时，必须首先建立计算模型。为使计算模型、原始输入数据和规范所规定的技术条件、计算假定一致，保证计算结果的正确性，按空间多自由度体系进行动力分析，建立杆系计算模型时宜符合下列要求：

（1）采用凝聚质量和忽略转动惯量假定，将基础梁柱的质量平均地向两端质点集中，设备质量也作为集中质量向质点凝聚。基础空间多自由度杆系计算模型简图如图 10-11 所示。

（2）每个质点有 6 个自由度，即 3 个线位移自由度和 3 个角位移自由度。

（3）所有杆件均考虑与杆端自由度相应的伸缩、剪切、扭转及弯曲变形。

（4）应在梁柱交点、纵横梁交点、质量较大的设备中点、变截面处及振动荷载作用点设置质点。质点

的编号宜尽量连续，同时宜保证有足够的质点数量，以避免遗漏振型。

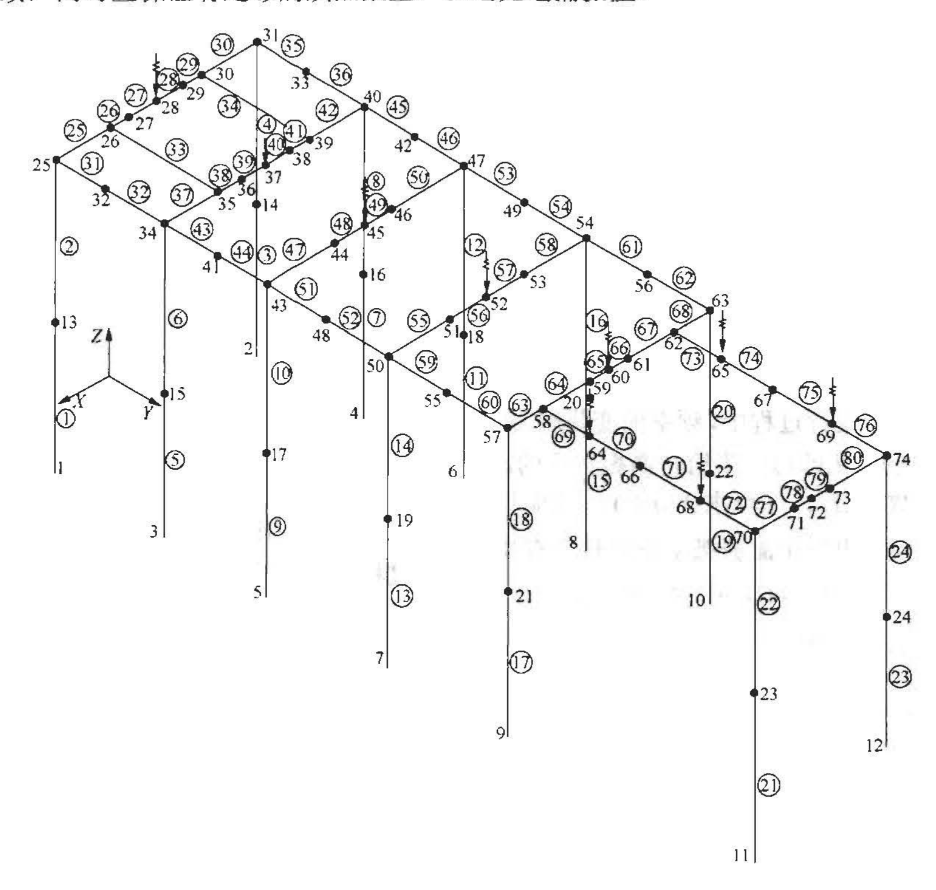


图 10-11　基础空间多自由度杆系计算模型简图

（5）柱的总长可取底板顶至运转层梁中心线的距离；纵横梁的跨度可取柱中心线之间的距离；当各榀框架的跨度之差小于 30%时，可统一取其平均值，否则应通过在跨度大的梁端设置刚性域来调整。

（6）当梁柱截面较大时或杆段有加腋（见图 10-12）的情况，或者个别框架横梁的跨度之差大于 30%时，宜在杆端设置刚性域。梁刚性域的长度可取 $\frac{b+b_1}{4}$，且不应大于柱截面高度 b 的 1/2；柱的刚性域长度可取 $\frac{h+h_1}{4}$，且不应大于梁截面高度 h 的 1/2。

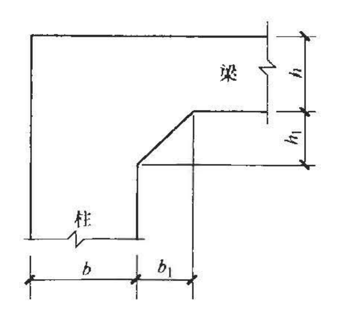


图 10-12　杆端加腋示意图

（7）工作转速不大于 1500r/min 的基础，宜用弹性支承模拟地基刚度。

（8）应设置足够多的节点，使每个杆单元的基频不低于工作转速的 1.4 倍。纵横梁交点、梁柱交点、设备的质量作用点以及振动荷载作用点处应设置节点。

二、静力计算

1. 基本荷载及荷载组合

汽轮发电机基础为设备基础，相对于一般的建（构）筑物来说，其荷载有一定特殊性。作用于汽机基础上的荷载类型可分为永久荷载、可变荷载、偶然荷载和地震作用，荷载组合包括基本组合、偶然组合和地震作用组合三种组合方式。各种荷载特点和分类、荷载组合的详细方式可参见本章第一节的相关内容。

2. 基础构件的内力组合与承载力计算

汽机基础按空间多自由度模型进行计算，其构件内力具有明显的空间性，梁、柱构件的内力组合也比较复杂。因此在进行动内力包络、地震内力包络和荷载组合时，必须事先考虑到可能需要的各种内力组合。

（1）在每种荷载组合下，柱的任一截面都可能出现 12 种内力组合；上、下两个截面在 3 种荷载组合下一共会有 72 种内力组合：

1）最大轴力和相应的两个方向的剪力、两个方向的弯矩。

2）最小轴力和相应的两个方向的剪力、两个方向的弯矩。

3）最大 y' 向弯矩和相应轴力、两个方向的剪力以及 z' 向弯矩。

4）最小 y' 向弯矩和相应轴力、两个方向的剪力以及 z' 向弯矩。

5）最大 z' 向弯矩和相应轴力、两个方向的剪力以及 y' 向弯矩。

6）最小 z' 向弯矩和相应轴力、两个方向的剪力以及 y' 向弯矩。

7）最大 y' 向剪力和相应的轴力。

8）最小 y' 向剪力和相应的轴力。

9）最大 z' 向剪力和相应的轴力。

10）最小 z' 向剪力和相应的轴力。

11）最大扭矩和相应的轴力。

12）最小扭矩和相应的轴力。

其中 y'、z' 为杆件局部坐标系中与杆件轴线垂直的两个坐标轴。

（2）在每种荷载组合下，梁的任一截面都可能出现 10 种内力组合；左、中、右 3 个截面在 3 种荷载组合下一共会有 90 种内力组合：

1）最大 y' 向弯矩。

2）最小 y' 向弯矩。

3）最大 z' 向弯矩。

4）最小 z' 向弯矩。

5）最大 y' 向剪力和相应的扭矩。

6）最小 y' 向剪力和相应的扭矩。

7）最大 z' 向剪力和相应的扭矩。

8）最小 z' 向剪力和相应的扭矩。

9）最大扭矩和相应两个方向的剪力。

10）最小扭矩和相应两个方向的剪力。

汽机基础的构件内力具有明显的空间性，梁柱截面应当对垂直和水平两个方向进行承载能力计算。其中柱的承载能力计算主要包括正截面受压、正截面受拉和斜截面受剪等配筋计算，而受扭承载能力计算、疲劳验算和正常使用极限状态验算（抗裂验算、挠度验算等）通常不作要求。梁的承载能力计算主要包括正截面受弯和斜截面受剪的配筋计算，而受扭承载能力计算、疲劳验算和正常使用极限状态验算等可不作要求，仅在必要时对局部构件进行验算。

空间梁处于双向受弯状态，从理论上来说应按斜向弯曲进行双向受弯的承载能力计算，但是由于分解成两个互相垂直的单向弯矩计算偏于安全，因此梁的斜向弯曲承载力可以简化为两个单向受弯来计算。然而，柱的双向偏心受压却不能如此简化，因为把双向偏心受压化为两个单向偏心受压计算会得到不安全的结果。

钢筋混凝土结构的构造也应给予足够的重视。与普通建筑结构相比，汽机基础的梁柱有其特殊性，例如梁柱截面都很大、柱轴压比很小、梁柱计算配筋很小等。因此汽机基础的配筋构造可以考虑成熟的工程经验，而不必完全遵循普通工业建筑的抗震构造要求。

3. 地震作用分析

汽轮发电机框架基础的主要结构型式为普通钢筋混凝土框架结构，结构顶面为设备运转层，分布有大型汽轮发电机，在结构中部设置平台层，采用钢-混凝土组合楼盖或钢筋混凝土楼盖结构。结构沿宽度方向主要由单榀框架组成，框架由横向异型梁连接形成整体。汽轮机框架式基础结构高度不大，结构层数少，平面上规模较为庞大，构件截面尺寸由于动力及静变形设计的需要往往远超出静力计算的需要。若按 GB 50011 的要求进行配筋，将导致截面配筋较为密集，给施工造成很大困难。

汽机基础的地震作用计算应按照 GB 50011 采用两阶段设计法，即第一阶段验算多遇地震作用下以概率为基础的构件截面抗震承载能力和弹性变形；第二阶段验算罕遇地震作用下的弹塑性变形。一般工程可仅进行多遇地震作用下的弹性阶段验算；而对于 8 度Ⅳ类区及以上高烈度区，结构的地震作用反应显著增大，为确保汽轮发电机基础能满足国家规范所规定的两阶段水准要求，宜补充进行罕遇地震条件下的变形验算。进行汽轮发电机基础罕遇地震条件下的变形验算时，可采用静力弹塑性（pushover）简化分析方法替代动力弹塑性时程分析方法。

由于采用空间多自由度力学模型可以求解出包括扭转在内的多阶振型，因此汽机基础抗震分析的振型分级反应谱法不但能对两个主轴方向进行水平地震效应验算，而且还适用于不规则结构考虑扭转的地震作用效应验算。

4. 底板设计

汽轮发电机基础底板的作用主要是嵌固柱子，将上部荷载均匀传给地基，并通过其刚度调整不均匀沉降。在满足嵌固柱子的前提下，底板的型式及厚度主要取决于地基的刚度。当地基为比较完整的岩石地基时，则基本上不存在地基沉降问题，底板厚度可适当减小，甚至可采用单独基础或井式梁基础；当地基土为中等压缩性土或摩擦型桩基时，就需要适当增加底板的厚度以调节地基的不均匀沉降。

汽机基础下地基土的平均静压力标准值应符合式（10-13）的要求：

$$p_k \leqslant \alpha_f f_a \tag{10-13}$$

式中 p_k——相应于荷载效应标准组合时，基础底面处的平均静压力值，kPa；

α_f——地基承载力的动力折减系数，对框架式基础，当地基为密实的中粗砂、碎石土、基岩或端承桩时可采用 1.0，其余取 0.8；

f_a——修正后的地基承载力特征值，kPa。

设计基础时，按传到基础上的全部静荷重及基础本身重量之和（不考虑动力荷载、地震作用和短路力矩的影响）求得的总重心与基础底面形心，应力求位于同一垂直线上，如偏心不可避免，则偏心值与平行于偏心方向的基础底面边长之比应不大于 3%。底板承载力的计算可采用基床系数法或倒置连续梁法。

汽轮机组基础的底板上允许设置支承汽机房（加热器）平台和地下室楼板的立柱，但应计入荷重对偏心的影响。

基础底板沉降计算可按 GB 50007 的规定进行。在验算地基承载力时，通常只验算永久荷载作用下的地基承载力，而不考虑动力荷载和事故工况下偶然荷载的影响。

三、静变位计算

（一）一般要求

基础在安装期间发生的变形可以在汽轮发电机组轴系调中时解决，机组运行时将产生转动力矩、汽缸膨胀力、真空吸力等运行荷载，这些荷载会导致基础发生一定的变形；当基础变形过大时，将增加转子的弯曲应力，导致转子轴承反力超标，不利于机组的长期稳定运行，因此需要控制基础的变形。定量规定基础的刚度是比较困难的，因为每个汽轮机制造厂家和不同机型都有不同的要求，GB 50040 对此仅作了原则性规定；实际工程中一般都按汽轮机制造厂家的要求进行基础的静变位计算。计算基础的静变位时应遵循下列原则：

（1）计算荷载：应采取机组运行后所产生的运行荷载，荷载值由制造厂家提供，不考虑荷载系数。

（2）计算模型：宜采用数值模型进行计算分析。由于运行荷载相对来说较小，静变位绝对数值也很小，杆系模型中常常忽略构件的剪切变形，会带来较大的计算误差。

（3）基础刚度：可采用基础混凝土的短期刚度进行计算分析。尽管基础混凝土会产生徐变，机组运行也是长期的，但由于机组会定期进行检修，大修时会对机组轴系进行检查和重新调整，能修正基础发生的永久变形，因此一般不需要考虑基础的长期刚度和徐变的影响。

（二）国外主要标准的要求

国内汽轮机制造厂主要引进了 ALSTOM、西门子、GE、三菱等公司的相关技术，下面分别介绍 ALSTOM 和西门子厂家标准关于基础静变位的相关要求。

1. ALSTOM 厂家标准

（1）荷载。计算基础静变形时的荷载应为汽轮发电机组运行时所产生的荷载，上述荷载的荷载组合值系数为 1.0。荷载包括：

1）运行扭矩。

2）凝汽器在运行过程中传至运转层上的荷载，包括真空吸力或循环水重。

3）管道推力。

4）汽轮机温度膨胀力。

5）机组运行带来的温度变化所产生的荷载。

（2）转子轴线的竖直变形。转子的弯曲应在竖直平面内，竖直平面通过轴线。任意三个连续轴承处的变形半径应遵循以下标准：

1）单轴承设计（见图 10-13）：R_{min}≥40km。

2）双轴承设计（见图 10-14）：R_{min}≥80km。

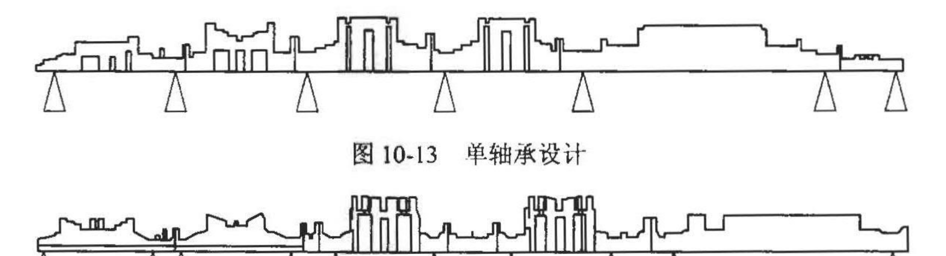


图 10-13　单轴承设计

图 10-14　双轴承设计

（3）转子水平变形。转子的弯曲应在水平面内。任意三个连续轴承处的变形半径应遵循以下标准：

1）单轴承设计（见图 10-13）：R_{min}≥40km。

2）双轴承设计（见图 10-14）：R_{min}≥80km。

（4）横向曲率。若在同一横向有三个或三个以上共线支点分别支撑汽缸和转子，运行层的横向变形（底板表面曲率）应符合：对共线的横向支点，R_{min}≥50km。

（5）计算方法。建议用辅助推拉杆模拟转子仰角，推拉杆从汽缸定位点伸至转子中心线。

1）转子轴线水平和垂直偏转计算简图如图 10-15 所示。转子的位移等于水平位移和垂直位移的矢量和。

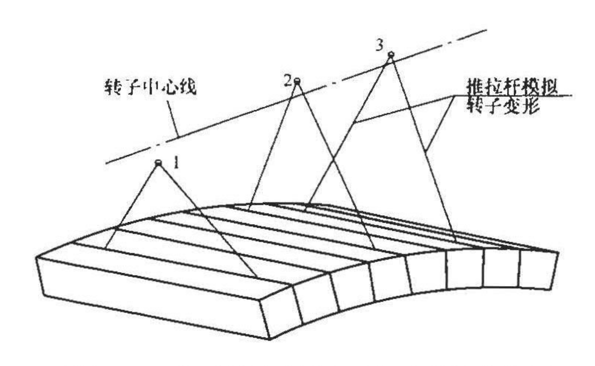


图 10-15　转子轴线水平和垂直偏转计算简图
1、2、3—任意三个连续的轴承处

2）计算圆心坐标和半径。将相邻三个点的坐标代入圆的标准方程$(x-a)^2+(y-b)^2=R^2$，求出半径 R 和圆心坐标 a、b。

2. 西门子厂家标准

（1）基础对以下运行负荷必须有足够的刚度：

1）设备重量（汽轮机和发电机加上固定在基础上的外部管道）。

2）运行扭矩。

3）真空力。

4）动负荷。

5）正常不平衡力。

6）管道力和力矩。

7）由于零件热位移产生的摩擦力。

8）温度作用。

相邻轴承不对中会造成轴承不可接受的负荷，引起转子动态不平衡以及转子和联轴器不可接受的高交变弯应力，影响汽轮机运行期间的最小间隙。

在转子支撑点 W_N 相对于 z 轴（水平横向）的偏斜 φ_z 会对轴颈油膜产生影响。在 HE 型汽轮机设计中，φ_z 的最大允许值 3.5×10^{-4}rad 会造成径向间隙改变 0.2mm。偏斜也会造成汽缸垂直移动，因此允许的偏斜受到限制。基础偏斜是真空力、摩擦力和管道反力造成的，同时必须考虑包括土壤、底板稳定性和长期蠕变及下沉作用的影响。

（2）在汽轮发电机与基础接口点附近的变形限值。变形限值分为机组试运行和长期运行两种工况。

1）试运行工况（安装后负荷）。在转子支撑点 W_1、W_2、…、W_N 和汽缸支撑点 H_1、…、H_N 及 E_1、…、E_2、…、E_N 处，由于汽轮发电机对中并安装后负荷引起的旋转、径向和轴向变形许可值见表 10-6。

安装后负荷的荷载组合为：

$$U=LC3+LC4\pm f_1LC5\pm LC6$$

式中　LC3——汽轮机有效输出产生绕纵向轴的扭矩；

LC4——汽轮机低压缸真空负荷；

f_1——折减系数，在分析中使用制造厂家提供的负荷中的最大值时取 0.3，使用管道分析中得出的反力时取 1；

LC5——管道力和力矩的负荷；

LC6——汽轮机和发电机的热膨胀产生的负荷（摩擦力）。

表 10-6　试运行工况基础安装后负荷引起的变形许可值

旋转	φ_z	$\pm3.5\times10^{-4}$rad
相邻轴承之间的径向位移差	ΔR	0.25mm（0.01in）
绝对轴向偏斜	ΔX	1mm（0.04in）

转子连接点 W_i 的变形侧视图如图 10-16 所示。对于安装后负荷，通过连接转子支撑点来建立一个新的基准线。新的基准线可以是一根斜线，它是根据该线与各点 W_1，W_2，…，W_i 的距离最小来建立的（理想基准线）。在图 10-16 中，标记“基准运行负荷”表示这些新的基准线。对于安装后负荷，任何转子支撑点到新基准线的偏离均不能超过表 10-6 中 ΔR 的 1/2。

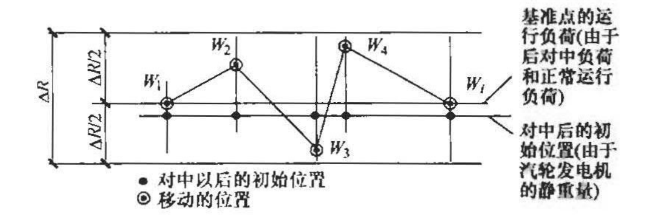


图 10-16　转子连接点 W_i 的变形侧视图

2）长期运行工况（安装后负荷）。长期运行工况的基础变形是由于正常运行负荷加上基础混凝土徐变以及土壤的作用引起的。

相邻轴承的径向位移差是由于 4 年的正常运行、蠕变和下沉作用的结果，它是表 10-6 中给出值的 2 倍；轴向的允许偏斜是表 10-6 中给出值的 2 倍；允许旋转角和 φ_z 相同，为 $\pm3.5\times10^{-4}$rad。正常运行负荷组合为：

$$U=LC1+LC2+LC3+LC4\pm f_1LC5\pm LC6$$

式中　LC1——设备静重量（含基础自重）；

LC2——转子重量；

LC3——汽轮机有效输出产生绕纵向轴的扭矩。

其余符号同前。

四、构造要求

1. 一般规定

汽轮发电机基础的设计和施工宜遵循以下要求：

（1）框架式汽轮发电机基础应独立布置，其四周应留有与其他结构隔开的变形缝，变形缝宽度不宜小于 100mm。必要时，基础的底板上允许设置支承其他

结构的支柱。

（2）当底板设置在碎石土及风化基岩地基上时，在底板下宜设隔离层（油毡或粗砂），以减少底板施工时地基对混凝土收缩的约束作用。

（3）汽轮发电机基础施工时可设2～3道施工缝，分别设在柱顶、柱脚及柱子零米附近。施工缝应予以处理，可在混凝土面上预留直径为10mm、间距为200mm、长度为800mm（插入混凝土内400mm）的钢筋。浇灌前混凝土面应凿毛、清扫干净并充分湿润，再铺一层掺有胶结剂的水泥净浆。

（4）基础顶板的挑台应做成实腹式，其悬臂长度一般不大于1.5m，悬臂支座处的截面高度应不小于悬出长度的0.75倍。

（5）在基础运转层上应设置永久的水准观测点，在基础零米柱上设置永久的沉降观测点，在运转层宜于四周布置不少于4个沉降观测点。

（6）固定机器设备的锚固螺栓，应根据制造厂提供的资料确定，通长有穿梁式、直埋式、预留孔几种方式。当采用穿梁式和直埋式时，应采用为固定地脚螺栓而设置的工具式样板钢构件，以保证地脚螺栓的位置、标高及垂直度的准确。当采用预留孔方式时，一般需埋设钢套管。布置梁钢筋时，应考虑地脚螺栓的位置，避免发生碰撞。

（7）汽轮发电机基础底板属于大体积混凝土，应事先编制施工方案，施工时应采取严密措施，避免产生温度收缩裂缝，保证混凝土质量。当基础底板的长度大于30m、厚度大于2m时，混凝土施工应有可靠的温度控制措施，防止产生温度裂缝。底板混凝土应采用一次连续浇筑，确因需要，当底板厚度超过3m时，可采用分层浇筑方法，此时施工缝应严格处理。

（8）基础为装设机器的支座垫板，设有二次灌浆层，具体做法按工艺要求确定。当二次灌浆层厚度大于50mm时，可在基础面预留直径8～10mm、间距200～300mm插筋，以保证混凝土与二次灌浆层结合牢固。

二次灌浆层应采用具有早强、微膨胀、流动性好的灌浆材料。选择灌浆材料时，还应注意灌浆材料本身的强度增长必须与其膨胀率的增长相协调，要避免滞后膨胀发生。

二次灌浆应在设备安装全部验收合格后、在设备安装人员配合下进行；灌浆前应将基础混凝土表面凿毛，凿去被油脂沾污及疏松的混凝土，清扫冲洗干净并湿润24h，灌浆应一次连续完成。

（9）基础顶面四周边缘及沟道边一般可设置50～70mm的角钢保护，以防止混凝土边缘破坏。

2. 材料与配筋

汽轮发电机基础的材料和配筋宜遵循以下要求：

（1）基础混凝土的强度等级：底板不宜小于C25，柱子及顶板采用C30～C40。

（2）基础用的钢筋一般采用HPB、HRB级钢。纵向受力钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于1.25；钢筋的屈服强度实测值与强度标准值的比值不应大于1.3；钢筋在最大拉力下的总伸长率实测值不应小于9%。

（3）汽轮发电机基础底板各面均应设置钢筋网。底板板顶和板底的钢筋最小配筋率不宜小于0.1%；底板侧面四周的钢筋网钢筋直径宜为16～20mm，间距宜为200～250mm。底板厚度大于1.2m时，宜在底板板厚中间部位设置直径不小于12mm、间距不大于300mm的双向钢筋网：当底板厚度在1.2～2m范围内时，可设一层钢筋网；当底板厚度在2～3m范围内时，可设两层钢筋网；当底板厚度在3～4m范围内时，可设三层钢筋网。有条件时宜设计底板型钢支架，用于支承底板上部钢筋，方便施工，并保证施工阶段的安全。

（4）汽轮发电机基础柱配筋应按计算确定，柱全部纵向钢筋的最小配筋率不宜小于0.6%，直径不宜小于25mm；柱箍筋宜采用封闭箍筋，箍筋直径不宜小于12mm，当地震作用控制时，柱箍筋加密区的箍筋间距宜为150～200mm，且不大于8d（d为柱纵筋最小直径），非加密区间距宜为300～400mm，肢距可取300～400mm。当采用拉筋复合筋时，拉筋宜紧靠纵筋并勾住箍筋。

（5）柱箍筋非加密区的体积配箍率不宜小于加密区的50%。柱箍筋加密区的体积配箍率不小于0.4%，且应符合式（10-14）的要求：

$$\rho_v \geqslant \lambda_v f_c / f_{yv} \tag{10-14}$$

式中 ρ_v——柱箍筋加密区的体积配箍率；

λ_v——最小配箍特征值，不小于0.06；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值，强度等级低于C35时应按C35计算，N/mm²；

f_{yv}——箍筋或拉筋抗拉强度设计值，N/mm²。

（6）柱的箍筋加密范围可参照GB 50011执行。

（7）汽轮发电机基础运转层顶板配筋应按计算确定，顶板顶面、底面钢筋最小配筋率不宜小于0.15%。基础顶板应考虑由于构件两侧温差产生的应力，应在梁两侧分别配置温度钢筋，高、中压缸侧的纵横梁侧面配筋百分率不宜小于0.15%，其余梁每侧配筋百分率不宜小于0.1%。

（8）汽轮发电机基础的钢筋连接宜优先采用焊接或机械连接型式。当采用机械连接时，宜选用JGJ 107—2010《钢筋机械连接技术规程》规定的Ⅰ级接头。

（9）基础上部纵横梁以及柱子的配筋，需沿外围

设有封闭式钢箍。

(10)柱或墙的垂直钢筋伸入底板内的长度，应视底板的厚度而定。当底板厚度小于1.2m时，垂直钢筋均应伸至板底面；当板厚不小于1.2m时，可将50%垂直钢筋伸至板底面，而余下的垂直钢筋可在底板厚度的1/2处切断，但其伸入底板内的长度应不小于30倍垂直钢筋直径。柱或墙在同一水平面上接头的钢筋数量一般不多于所有钢筋的50%。

(11)基础顶板的挑台、沿挑台外侧及支承挑台的梁的内侧应设置纵向附加钢筋（见图10-17)，其配筋率按下式计算：

$$A_g = 0.15\%bh$$

$$A_g = (0.05-0.10)\%bh$$

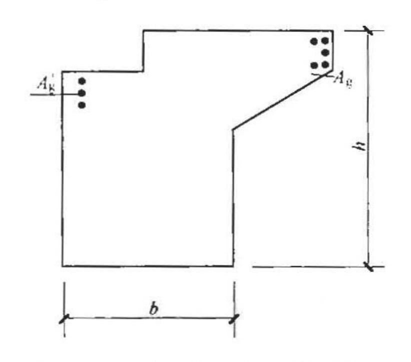


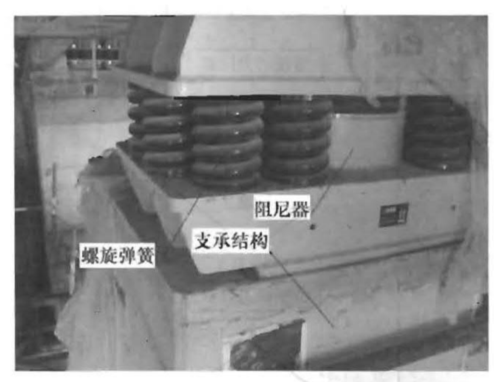
图10-17 挑台梁附加钢筋示意图

第四节 汽轮发电机弹簧隔振基础

在20世纪60年代，西门子公司首先将弹簧隔振技术应用于660MW的核电半速汽轮机组，目的是为了使基础的固有频率避开机器的工作转速。德国施塔德核电站最先在汽轮发电机基础上运用弹簧隔振技术，该机组已经安全运行了40多年。时至今日，在国外特别是西欧一些国家汽轮发电机的弹簧隔振设计已经非常普及，美国西屋机组也有使用弹簧隔振基础的工程案例。

我国于1980年首次在河南登封电厂汽轮发电机基础中应用弹簧隔振技术，该基础已运行了20多年，运行效果良好。目前国内300～1000MW常规火电机组选用弹簧隔振汽轮发电机基础的代表性工程有鸭河口电厂（350MW机组）合肥第二发电厂（350MW机组)、喀什电厂（300MW机组)、唐山华润西郊热电厂三期扩建工程（350MW机组)、大别山电厂一期工程（600MW机组)、平凉电厂二期工程（600MW机组)、神头电厂（600MW机组)、平圩电厂三期工程（1000MW机组)、泰州电厂二期工程（1000MW)、莱芜电厂（1000MW机组)、山东国华寿光发电厂一期工程（1000MW机组)。其中鸭河口电厂采用碟形弹簧隔振器，其他工程采用螺旋弹簧隔振器。螺旋弹簧隔振器的刚度为常量，便于设计、生产、施工和安装。本手册所介绍的弹簧隔振均为螺旋弹簧隔振，如图10-18所示。

汽轮发电机弹簧隔振技术在核电站工程中应用更普遍，如田湾核电站1号和2号机组、岭澳二期核电站、红沿河核电站、宁德核电站、福清核电站、方家山核电站、阳江核电站、防城港核电站、田湾核电站3～6号机组等均采用弹簧隔振基础。



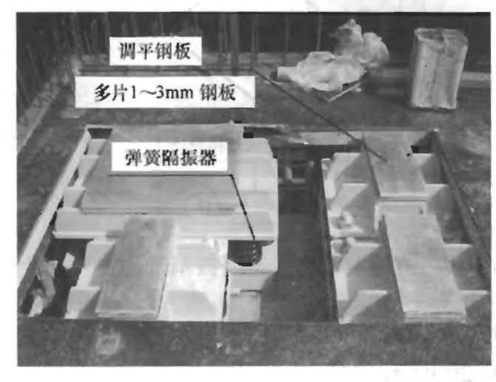


图10-18 弹簧隔振器单元

一、设计步骤

汽轮发电机弹簧隔振基础的主要设计步骤如图10-19所示。

汽轮发电机弹簧隔振基础的设计资料与框架式汽机基础相同。

确定顶板初步尺寸主要依据汽轮发电机组设备本体、蒸汽管道、油管、封闭母线和凝汽器设备本体等资料，并考虑弹簧隔振单元和凝汽器等设备的安装调试空间。如果顶板动力计算不满足振动控制标准，一般采用增加顶板整体厚度或局部增加扰力点处梁高度，以及调整弹簧隔振单元的布置方式或刚度等。

弹簧隔振单元一般搁置于支撑结构的柱头，弹簧隔振单元若搁置于支撑梁上时，需考虑弹簧隔振单元的检修空间。

支承（框架）结构宜遵循以下原则：在满足设备制造厂及工艺管道布置空间要求下，宜设置纵横向水

平联系梁，以增加支承（框架）结构的抗侧刚度。支承（框架）结构柱顶应满足弹簧隔振元件的布置要求，可采用外挑牛腿的型式，外挑牛腿应对称布置，并避免与工艺管道碰撞。

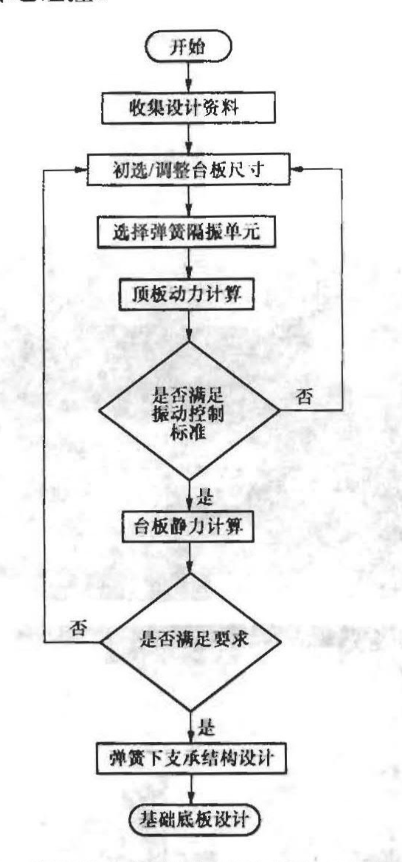


图 10-19　汽轮发电机弹簧隔振基础的主要设计步骤

弹簧隔振元件的合力点应与柱截面的形心重合，如图 10-20 所示。

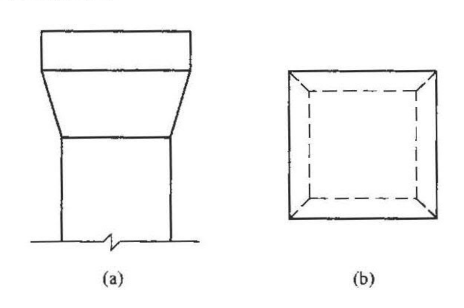


图 10-20　柱头外挑牛腿示意图
（a）支承柱顶立面图；（b）支承柱顶平面图

汽轮发电机弹簧隔振基础静力计算的内容与框架式汽机基础相同，可参考本章第三节汽轮发电机框架式基础中的静变位计算。但顶板静力计算模型不能采用顶板动力分析的计算模型。若采用解耦模型进行顶板静力分析时，顶板支座处刚度为弹簧隔振器与支承（框架）结构的耦合刚度；当弹簧隔振单元配置有阻尼器时，地震作用分析考虑阻尼器的刚度。在静力计算模型中，取消动力分析模型中设备等质量单元，并输入不同工况下的各种荷载及组合。

根据汽轮发电机弹簧隔振基础的结构分析和现场实测，弹簧隔振单元以下的结构体系可以不考虑汽轮发电机组的动力响应，因此支承（框架）结构设计、基础底板设计和地基处理可不考虑汽轮发电机组的动力作用及其荷载组合。因此，支承（框架）结构设计和地基基础设计与常规结构设计相同。

支承（框架）结构及基础底板的计算模型与常规钢筋混凝土框排架结构相同。在柱顶支座反力采用弹簧隔振器的计算内力时，应考虑弹簧隔振器的超载系数（不大于 1.3）。柱顶支座反力也可采用弹簧隔振器的额定承载力。

基础底板设计应根据所处工程地质条件，综合考虑与周边凝结水泵坑及循环水泵坑的连接及施工条件等因素，合理选择基础底板的结构型式及厚度。

国内火力发电厂汽轮发电机弹簧隔振基础设计参数见表 10-7。

二、弹簧隔振器选型

一般情况下，汽轮发电机弹簧隔振基础需与弹簧隔振器厂家密切配合，弹簧隔振器系列产品的各项设计参数由弹簧隔振器厂家提供。

1. 一般要求

（1）弹簧隔振单元宜选用定型产品。弹簧隔振器一般选用圆柱螺旋式钢弹簧，钢弹簧采用优质钢材，其钢材棒料采用无心磨光工艺，表面光滑，无疲劳裂纹源，尺寸精确，运用先进的热处理和表面处理工艺，严格按照疲劳理论和相关的标准进行设计制造。阻尼剂应具有无味、不挥发、不吸潮、不霉变、耐老化和热稳定性高的特点。正常使用条件下，弹簧隔振元件的使用寿命应大于主机设备的使用寿命，且不少于 30 年，并应易于安装和更换。

（2）在载荷正常使用范围内，弹簧隔振器三向结构刚度均为常数。弹簧隔振器的型号和结构参数，如三向结构刚度、三向尺寸、极限承载力或极限位移、额定承载力或额定位移等由弹簧隔振器厂家提供。根据设计需要设置黏滞阻尼器时，弹簧隔振器厂家还应提供阻尼器的相关结构计算参数。

（3）汽轮发电机弹簧隔振基础设计，宜根据弹簧隔振器厂家提供的系列定型产品进行选配，并选择具有相同高度和额定压缩量的弹簧隔振元件。竖向荷载较大时，宜选用额定承载力较大的弹簧隔振器系列，以减少其数量，方便布置。当抗震设防烈度为 7 度、Ⅱ类场地及以上时，宜选用水平向刚度较小的弹簧隔振器系列及阻尼器。

（4）弹簧隔振器应配置适当的阻尼器，可选用材料阻尼器或介质阻尼器。阻尼器的行程、侧向变位空间和使用寿命应与弹簧隔振器匹配。

表 10-7　　火力发电厂汽轮发电机弹簧隔振基础设计参数表

序号	工程名称及机组大小	地震参数（加速度）及建筑场地类别	计算平衡品质	台板重/设备重比值	振动控制标准（线位移或振动速度、频率范围）	是否计算倍频	静力计算的控制标准	是否计算动刚度	计算采用阻尼比
1	北京第一热电厂（2×200MW）		G2.5		振动速度：2.8mm/s	否	ALSTOM HTGD655066	否	
2	合肥二电厂（2×350MW）	0.1g，III类场地	G2.5		振动速度：2.8mm/s	否	ALSTOM HTGD655066	否	
3	大别山电厂（2×600MW）	0.05g，I类场地	G6.3	1.84（包括水载荷）～2.5	振动速度：3.8mm/s	是	ALSTOM HTGD655066	是	
4	平凉电厂二期工程（2×600MW 机组）	0.1g，II类场地	G6.3	3.0	振动速度：3.8mm/s	否	ALSTOM HTGD655066	是	0.02
5	神头电厂（2×600MW）	0.15g，II类场地	G2.5	2.6（包括水载荷）～3.26	振动速度：3.8mm/s	是	ALSTOM HTGD655066	是	0.03
6	喀什电厂（2×300MW）	0.30g，II类场地	G6.3	2.0	振动速度：3.8mm/s	否	STIM CN1000-MA-MEB029-000004-A	是	
7	平圩电厂三期工程 ALSTOM_1000MW	0.113g，II类场地	厂家资料 G2.5	2.0	厂家标准	否	HTGD655066	是	0.03
8	泰州电厂二期（1000MW）工程	0.1g，IV类场地	G6.3	1.44	线位移：17.1mm 频率范围：45～57.5Hz	否	STIM	是	0.05
9	唐山华润西郊热电厂三期扩建工程 2×350MW	0.2g，III类场地	G 2.5	1.81（台板厚度2.55m）	振动速度：3.8mm/s 频率范围：45～55Hz	是	DIN 4024-1、GB 50040	是	0.02
10	莱芜电厂 2×1000MW 工程	0.1g，II类场地	G6.3	1.34	振动速度：3.8mm/s 频率范围：45～55Hz	是	STIM	是	0.02
11	山东国华寿光发电厂一期（2×1000MW）	0.096g，III类场地	G6.3	1.49	振动速度：3.8mm/s 频率范围：45～55Hz	否	STIM		0.03

续表

序号	冷却方式（空冷、湿冷）	发电机及汽轮机厂名称	凝汽器厂家及与低压缸、底部支墩连接方式			凝汽器荷载分配（%）			隔振弹簧类型及数量
			厂家名称	与低压缸连接方式	与底部支墩连接方式	凝汽器总重	顶板承担总量	底部支墩承担总量	
1	湿冷	ALSTOM MANNHEIM	上海电站辅机厂	焊接	弹簧				TK 系列，带阻尼器
2	湿冷	ALSTOM MANNHEIM	上海电站辅机厂	焊接	弹簧	5480kN	17%	83%	TK 系列，带阻尼器
3	湿冷	北重阿尔斯通	北重阿尔斯通	焊接	弹簧	12400kN	33%	67%	TK 系列，带阻尼器
4	间接空冷	北重阿尔斯通	北重阿尔斯通（北京）	波纹管	刚性	—	0%	100%	TS 系列，带阻尼器
5	间接空冷	北重阿尔斯通	北重阿尔斯通	焊接	弹簧	14187kN	50%水量		TK 系列，带阻尼器
6	间接空冷	上海电气集团	上海电站辅机厂	波纹管	刚性	—	0%	100%	TNA 系列，带阻尼器
7	湿冷	北重阿尔斯通		柔性	刚性				GP 系列，带阻尼器
8	湿冷	上海电气集团		低压外缸和凝汽器刚性连接	凝汽器底部为水平可移动支座				TN 系列，带阻尼器
9	湿冷	哈尔滨电气集团公司	哈尔滨汽轮机厂有限公司	刚性连接	柔性连接	7350	5850	1500	TN 型，16 个；TVNA 型，10 个
10	湿冷	上海电气集团	上海电气电站设备有限公司	内缸支撑，刚性连接	刚性连接	4200	0	4200	TN 型，70 个；TVN 型，16 个
11	湿冷	上海电气集团	上海电气电站设备有限公司	内缸支撑，刚性连接	刚性连接	1466t（空重）、2900t（运行重）			GP 系列，带阻尼器

（5）阻尼器宜布置在隔振器箱体内，沿弹簧隔振器刚度中心对称设置，与弹簧隔振器并联，以节省空间，便于布置与安装。弹簧隔振元件布置时，应结合弹簧隔振器的外形尺寸、调整钢板的抽取方向、千斤顶的布置位置综合考虑，并预留考虑弹簧隔振器释放、检修及维护时所需的操作空间。

（6）弹簧隔振元件的金属构件应做防锈、防腐等表面处理。

2. 弹簧隔振器选型原则

（1）汽轮发电机组在正常运行工况下，弹簧隔振器的压缩变形基本相同，每个柱顶所选的弹簧隔振器变形差控制在 0.5mm 以内。在正常运行工况竖向荷载标准值作用下，弹簧隔振器压缩量宜为额定压缩量的 75%。

（2）根据汽轮发电机弹簧隔振基础顶板动力的计算结果，结合弹簧隔振器的数量和布置，确定阻尼器的数量及布置，阻尼器一般宜布置在两端部和荷载较大处。

（3）根据实际选用的弹簧隔振器及阻尼器刚度进行复核计算，直至基础顶板各扰力点（控制点）的最大振动线位移（振动速度）满足控制标准。若厂家在机组启、停阶段，正常运行或地震作用下有变形要求，还需进行相关的复核验算，若不满足要求，还需调整顶板尺寸或弹簧隔振单元的布置方式等。

三、顶板结构计算

由于弹簧隔振器以下结构体系可以不考虑汽轮发电机组的动力响应及其荷载组合，因此汽轮发电机弹簧隔振基础设计可采用解耦模型，一般分成顶板设计、支承（框架）结构设计和基础底板设计。汽轮发电机弹簧隔振基础设计也可采用整体计算模型。当工程场地位于地震设防烈度和建筑场地类别较高的区域时，支承（框架）结构宜选用整体模型。整体模型和解耦模型如图 10-21～图 10-23 所示。

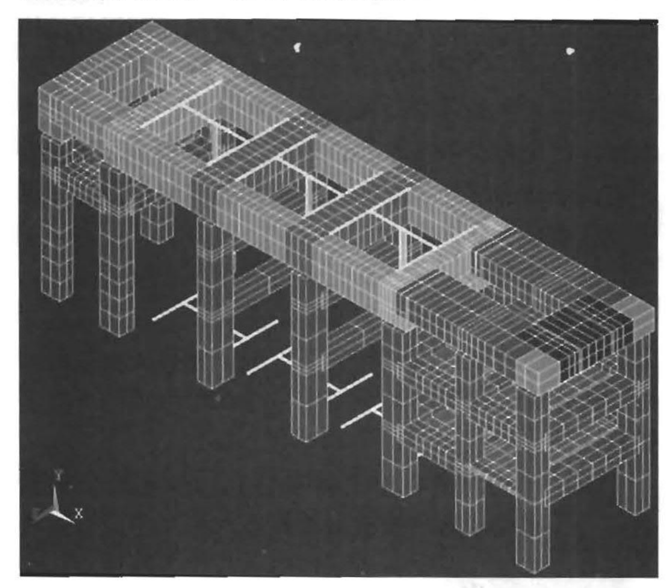


图 10-21 整体模型（以实体单元为主）

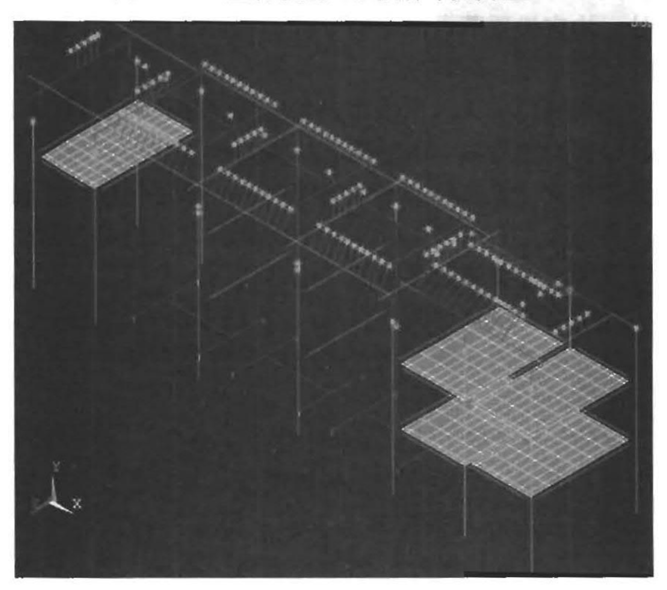


图 10-22 整体模型（以杆系单元为主）

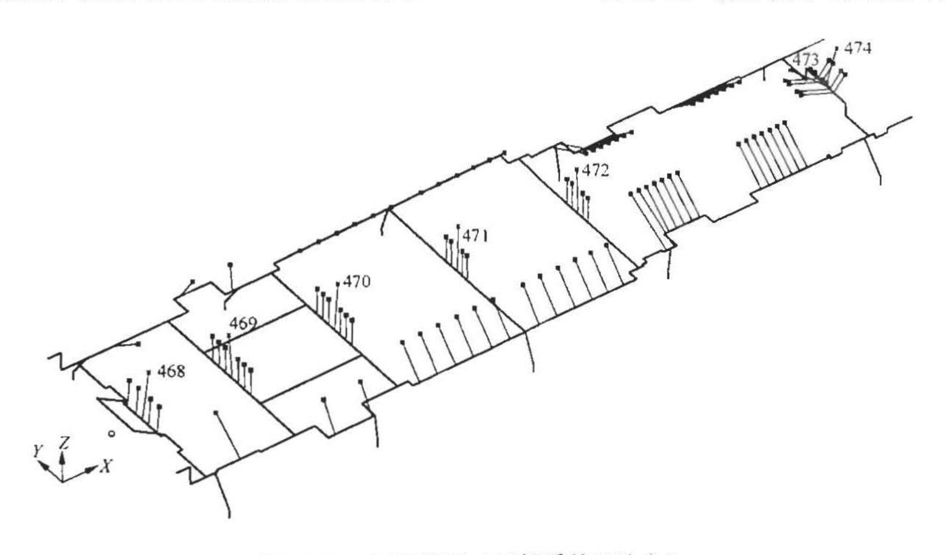


图 10-23 解耦模型（以杆系单元为主）

汽轮发电机弹簧隔振基础顶板宜选用通用的有限元计算分析软件，如ANSYS、SAP2000、STAAD/Pro和FEMAP等。支承（框架）采用解耦模型进行结构设计时，可采用国内框架计算分析软件。

汽轮发电机弹簧隔振基础顶板计算一般分为三个步骤：选配弹簧隔振单元；顶板动力分析；顶板静力计算。不同的设计步骤应选用不同的计算模型。计算模型应满足下列要求：

（1）选配弹簧隔振器元件可采用顶板解耦模型，模型中把弹簧隔振器支座假定为不动铰。在正常运行工况的竖向荷载标准值作用下，根据弹簧支座处的轴力，按弹簧隔振器的选型要求，选配出合适的弹簧隔振器。

（2）按空间多自由度体系建立顶板动力分析模型。为了避免遗漏台板的振动模态，模型中应有足够多的节点数量。在设备质量作用点、扰力作用点、梁柱交点、纵横梁交点及梁柱板的变截面等模型关键点处，均应设置节点。结构分析单元包括杆单元、板单元、块单元、质量单元、弹簧单元、阻尼单元等。动力分析模型应输入顶板和设备自重、弹簧隔振器刚度、台板的钢筋混凝土阻尼比、扰力大小等与动力分析相关的结构计算参数，不包括管道活荷载、平台活荷载和真空吸力等正常运行工况下的荷载。顶板动力分析时不考虑弹簧隔振器中的阻尼器作用。

动力质量包括结构自重、二次浇灌层和设备荷载，二次浇灌层的质量计入台板纵横梁杆件密度和杆件自身密度。

（3）顶板静力计算（含地震作用分析），可采用与支承（框架）结构分开的解耦模型，其台板支座处的三向刚度为弹簧隔振器与支承（框架）结构的耦合刚度，在地震作用分析时需考虑阻尼器的刚度。在静力计算模型中，应取消动力分析模型中的质量单元，并输入不同计算工况下的多种荷载，包括台板和设备自重。

汽轮发电机弹簧隔振基础的振动荷载和振动控制标准与框架式汽机基础相同。

四、施工与安装

弹簧隔振器的供货厂家提供弹簧隔振基础的施工手册以及弹簧隔振器的安装手册，供施工单位使用，并在施工过程中到现场进行技术交底和施工指导。

弹簧隔振器厂家主要供货范围包括隔振器、阻尼器、阻尼液、固定件、调平钢板、自粘纺织垫板，必要时还应提供现场弹簧预紧设备。

通常弹簧隔振器与黏滞阻尼器组装在一起，发货时黏滞阻尼器已充灌好黏滞液体。黏滞阻尼器在运输和安装过程中要向上放置，不可倒置或倾斜。为了运输方便，弹簧隔振器在出厂时处于预紧状态，其压缩量宜为额定压缩量的90%。

1. 施工要求

（1）在施工顶台板时，模板的垂直支承应具有足够的强度，在混凝土浇筑和养护期间顶板处于同一水平面上，不出现不均匀沉降。模板应该有光滑的表面，以得到光滑的混凝土表面。

（2）模板接缝应紧密，以防止浇筑混凝土时的混凝土泄漏。

（3）底部模板应高于弹簧隔振器的上表面。根据脚手架的类型和支承方式的不同以及混凝土的重量，考虑0～15mm的沉降量。脚手架的沉降量越小，对顶板受力情况越好。应采取有效措施，防止脚手架沉降量过大和出现过大的沉降差。

（4）钢筋的绑扎必须考虑内模板、预埋管、预埋板以及其他预埋件。所有预埋件，都必须严格按照相应图纸的标示和设备制造商的要求埋设。为了保证这些预埋件精确定位，锚定箱、预埋管等不仅需要支承在钢筋上，而且还需支承在外模板上，以固定这些锚定箱与预埋管不致移动或倾斜。可用型钢来保证精度。

（5）盖住模板开孔的预埋钢板一般由土建承包商提供并施工，这些钢板不仅用作模板，同时还可以在用液压千斤顶释放弹簧时，对汽轮发电机组台座的混凝土起压力分散保护作用。这些放置在模板底部开孔中的钢板厚度不宜小于10mm，四周与开孔的空隙至少为5mm。只在特殊情况下，钢板的边缘才可以与汽轮发电机台座的边缘平齐。预埋钢板就位后，用三脚架或钉子固定。上预埋钢板就位后，它们的下表面和底模的上表面平齐，这样在预埋钢板和弹簧隔振器之间就形成了一个符合脚手架预期沉降量的空间。在汽轮发电机组台座钢筋笼和混凝土的重力作用下，脚手架将下沉，顶板中的预埋钢板就会接触到弹簧隔振器的上表面。在混凝土强度达到100%之后，方可拆除台座的脚手架和模板。

（6）顶板混凝土施工的允许误差应满足下列要求：

混凝土构件：一般为±10mm。

弹簧隔振器安装位置：平面偏差±2mm；垂直偏差±3mm。

2. 弹簧隔振器安装要求

（1）弹簧隔振器的预紧、安装、释放和汽轮发电机组基础的施工，包括发电机安装在内的所有工作都应精心计划和协调。弹簧隔振器可在现场预紧，也可以发货前在工厂预紧。

（2）安放弹簧隔振器的柱端或梁的表面应仔细调平，每个支承区内的高度差应控制在3mm以内。如果弹簧隔振器放在立柱的顶端，则建议绕立柱的顶端做一个钢框架，这样可以精确地调整高度，之后可以

用来形成一个平整且已调整好高度的混凝土表面。

（3）安放弹簧隔振器之前，应在脚手架顶部安装好顶板的底部模板。这样容易用垫片把弹簧隔振器的顶面调至和实际底部模板相同的高度，并且可以在安全的情况下安放弹簧隔振器。弹簧隔振器是用吊车通过台座底部模板上的开孔放在立柱顶部的。模板的开孔尺寸应比弹簧隔振器大30～50mm。

（4）在立柱顶面以及横梁的表面放完主线之后，准确标记出每个弹簧隔振器的位置，并在对应每个弹簧隔振器的位置放置底部自粘纺织垫板。在放置自粘纺织垫板之前，要去掉包装油纸。

（5）放置好底部自粘纺织垫板后，用吊车将预紧好的弹簧隔振器安放到自粘纺织垫板的上面。

（6）为了在安装时对附加预紧进行调平，以及对弹簧隔振器支承面与汽轮发电机组台座底部模板之间的高度差进行调整，在弹簧隔振器的顶面放置不同厚度的调平钢板。

（7）一般在每个弹簧隔振器上面放若干块3mm和2mm厚的钢板，叠加起来的总高度约25mm。弹簧隔振器上面的调平钢板厚度不应小于15mm，一般在20～25mm之间。这样，即使实际荷载比计算荷载小，也可以把汽轮发电机组台座向下调整到需要的位置。

在弹簧隔振器上面提供有两块自粘纺织垫板，自粘纺织垫板可以直接放在弹簧隔振器的上面或叠起的调平钢板上面。

由于浇灌混凝土后脚手架会产生一定的沉降，因此叠起调平钢板的顶部与模板底部表面之间应留有一定的空间，具体沉降量由施工单位提供。

（8）在整个土建施工过程中，每个弹簧隔振器都要用塑料薄膜保护起来，在弹簧释放时再把塑料薄膜撤掉。

主机设备安装前，要在所有立柱和支承梁上每隔4～5m的地方设置检测基准点。在这些基准点用螺旋千分尺测量弹簧隔振器的高度，结果列表统计。通过这种方法可以在整个汽轮发电机组的安装过程中控制台座的高度。在整个施工过程中，有些弹簧隔振器的个别预紧螺母可能出现松动，这是由一些小的倾斜或者是弹簧隔振器部位的混凝土不平造成的。

3. 释放弹簧隔振器

释放弹簧隔振器是在汽轮发电机组安装就位后、联轴器闭合之前完成。释放过程需要一个液压泵和两个液压千斤顶，液压千斤顶的型号和尺寸按弹簧隔振器的型号确定。液压泵和液压千斤顶一般由弹簧隔振器厂家提供。

在释放预紧的弹簧隔振器之前，要重新测量一遍所有基准点处的高度，这个高度有利于汽轮发电机组下个阶段找正。预紧释放以后，有些调平钢板可能要拿掉，拿掉的数量和厚度取决于安装荷载重量和超预紧量的大小。弹簧隔振器释放后，应重新测量顶板的各个基准点，以确保汽轮发电机组台座的高度变化是均匀的。最后，将预紧螺母拧至预紧螺杆的底部。

汽轮发电机组找正之后，由汽轮发电机组制造厂家确认汽轮发电机组对中之后，测量所有基准点的高度，同时测量弹簧隔振器中的弹簧高度。这个测量值应提供给业主运行方，用于机组检修和后期顶板高度调整。若弹簧高度与计算值超过15%，应通知基础设计人员。最后，检查所有预紧螺母，必须松开30mm以上。

4. 弹簧隔振器维护

一般情况下，弹簧隔振器不需要特殊的维护。但是弹簧隔振器不能暴露在水、其他液体、高湿度或灰尘的环境下，否则阻尼液体将会损坏而影响其使用要求。

第五节 计 算 算 例

一、汽轮发电机基础实体单元数值模型动力分析算例

采用实体有限元法进行汽轮发电机基础设计的一般步骤是：收集主机、辅机制造厂和工艺专业的设备及荷载资料；与相关专业共同确定基础的外形尺寸；建立实体结构模型，通过动、静力分析进行方案优选，确定最佳方案；进行施工图设计。

下面以某600MW机组为例说明采用有限元数值模型方法进行汽轮发电机基础设计的计算算例。

1. 设计资料

（1）机组型号：略。

（2）机组容量：600MW。

（3）基础外形：基础运转层外形如图10-24所示；基础纵、剖面如图10-25所示。中间层平台采用隔振钢平台，计算模型中仅考虑其质量，按面积分配到各柱相应标高处。

（4）荷载资料：荷载作用位置及荷载资料如图10-26所示。

（5）抗震设计参数：

1）设防烈度：6度。

2）设计基本地震加速度：0.079g。

3）特征周期：0.5s。

4）建筑场地类别：Ⅲ类。

（6）设计标准：GB 50040。

2. 计算模型

（1）计算软件：通用有限元分析软件ANSYS，版本10.0。

（2）材料参数：

1）混凝土强度等级为 C30；混凝土弹性模量为 3.00×10^4N/mm^2；混凝土轴心抗压强度标准值为 20.1N/m^2；混凝土轴心抗压强度设计值为 14.3N/m^2；钢筋混凝土密度为 2500kg/m^3。

2）主筋为 HRB335，强度设计值为 300N/m^2；箍筋为 HPB235，强度设计值为 200N/m^2。

（3）模型单元：模型中采用实体单元 SOLID95，人工划分为规则的六面体单元，单元大小控制在边长 500mm 左右，模型共计 8970 个单元。计算模型如图 10-27 所示。

3. 模态分析

ANSYS 提供了多种模态分析的算法，如分块兰索斯（Block Lanczos）法、子空间迭代（Subspace）法、缩减法（Reduced）法、PowerDynamics、非对称（Unsymmetric）法、阻尼（Damped）法，本例中采用分块兰索斯法。

计算前先将设备重量转化为附加质量单元 MASS21，加到基座模型中的台板顶面。需要特别注意的是，与质量无关的荷载（如凝汽器真空吸力、汽轮机和发电机的反力矩、短路力矩、温度膨胀力、杆件温差等）不应折算成质量加到附加质点上。

附加质量见表 10-8。

在 1.4 倍工作转速范围内，该基础计算出 87 个自振频率和振型，见表 10-9。

4. 动力分析

任何持续的周期荷载将在结构系统中产生持续的周期响应，该周期响应称为谐响应。谐响应分析是用于确定线性结构在承受随时间按正弦规律变化的荷载时的稳态响应，其目的是计算出结构在几种频率下的响应，并得到一些响应值（通常是位移）对频率的曲线，从这些曲线上可以找到峰值响应，并进一步观察峰值频率对应的应力。

ANSYS 中的谐响应分析有完全法、缩减法和模态叠加法，在本例中采用模态叠加法进行计算。根据 GB 50040 进行任意转速的振动荷载计算。

谐响应的计算频率范围为 0～70Hz，所施加的振动荷载均为额定工作转速下的振动荷载 P_{gi}，在结果的后处理中再进行换算。

当有 m 个振动荷载作用时，质点 i 的振动线位移可按 GB 50040 进行计算。计算时先依次施加振动荷载，计算出所有质点产生的线位移；在结果的后处理中，将第 i 个质点在各个振动荷载作用下产生的线位移进行叠加（平方和开平方），即得到第 i 个质点的振动线位移值。

振动荷载的作用位置如图 10-28 所示，振动荷载值见表 10-10。

1.4 倍工作转速范围内所有各质点的振幅都可以计算，在本例题中选取振动荷载施加点为考察对象，图 10-29～图 10-32 为振动荷载点 1、2、3、4 的振幅-频率曲线。

5. 结论

以上工程实例采用块体有限元数值模型，按照 GB 50040 进行汽机基础的动力分析。汽机基础各个振动荷载点的振幅-频率曲线显示：基础的振动线位移均满足规范的要求。

表 10-8　附加质量

附加质量位置	附加质量（t）	附加质量位置	附加质量（t）
发电机中间层	22.94175	1 号低压缸两侧纵梁	18.375
发电机中间层	22.94175	1 号低压缸两侧纵梁	18.375
发电机中间层	22.94175	1 号低压缸两侧纵梁	55.125
发电机中间层	22.94175	1 号低压缸两侧纵梁	55.125
高压缸中间层	14.405	1 号低压缸两侧纵梁	18.375
高压缸中间层	14.405	1 号低压缸两侧纵梁	18.375
高压缸中间层	14.405	高/低压缸横梁	25.5185
高压缸中间层	14.405	高/低压缸间横梁（测点 8）	143.567
发电机端横梁（测点 1）	12	高/低压缸横梁	25.5185
发电机纵梁（测点 2）	120	高压缸两侧纵梁	15.649
发电机纵梁（测点 3）	120	高压缸两侧纵梁	15.649
发电机纵梁（测点 4）	120	高压缸端横梁	22.68
发电机纵梁（测点 5）	120	高压缸端横梁（测点 9）	120.687
低压缸/发电机横梁（测点 6）	43.1	高压缸端横梁	22.68
2 号低压缸两侧	18.375	1/2 号低压缸横梁（测点 7）	75
2 号低压缸两侧	18.375	1/2 号低压缸横梁	30.625
2 号低压缸两侧纵梁	55.125	1/2 号低压缸横梁	30.625
2 号低压缸两侧纵梁	55.125	低压缸/发电机横梁	15.3125
2 号低压缸两侧纵梁	18.375	低压缸/发电机横梁	15.3125
2 号低压缸两侧纵梁	18.375		

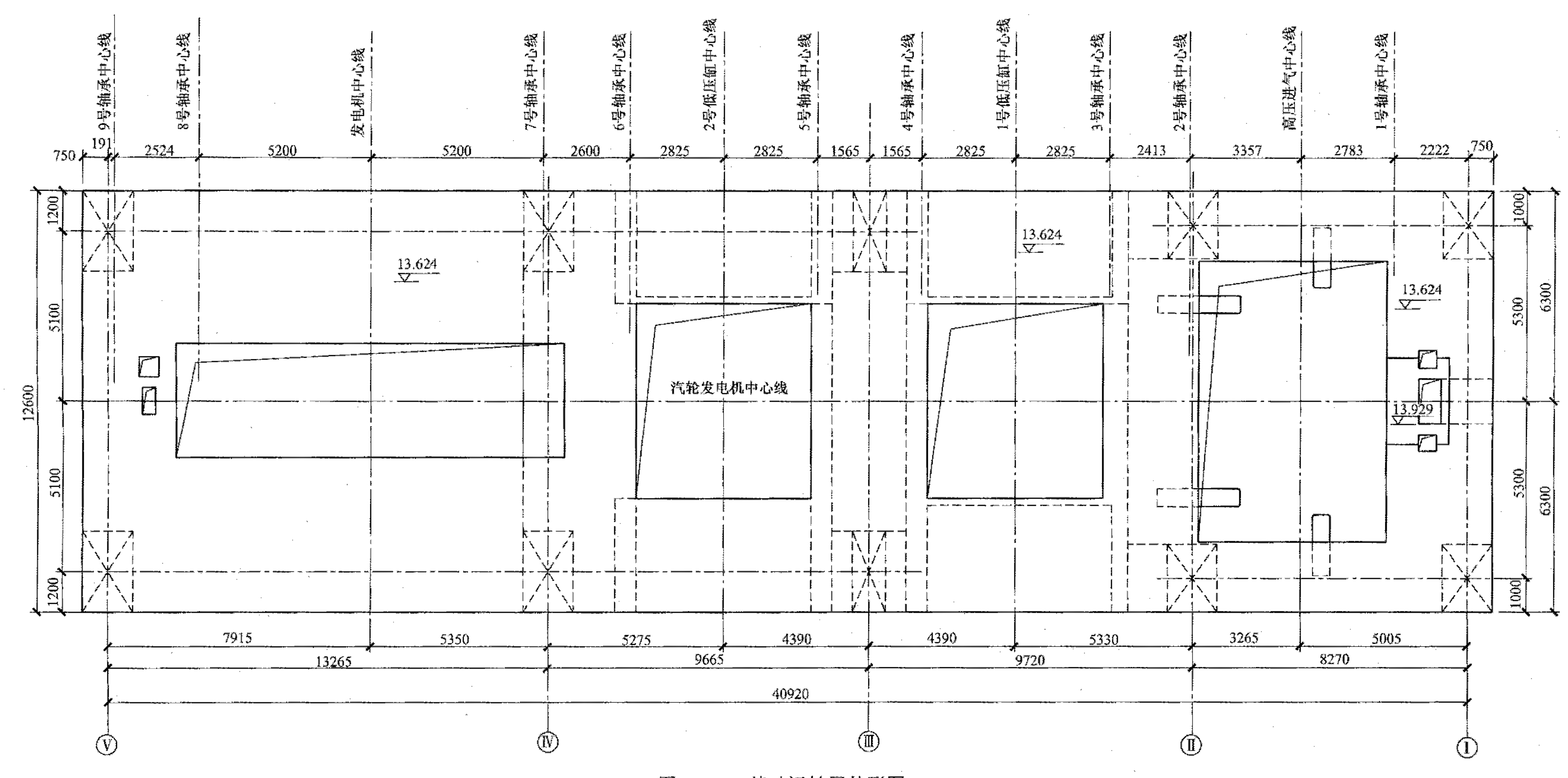


图 10-24　基础运转层外形图

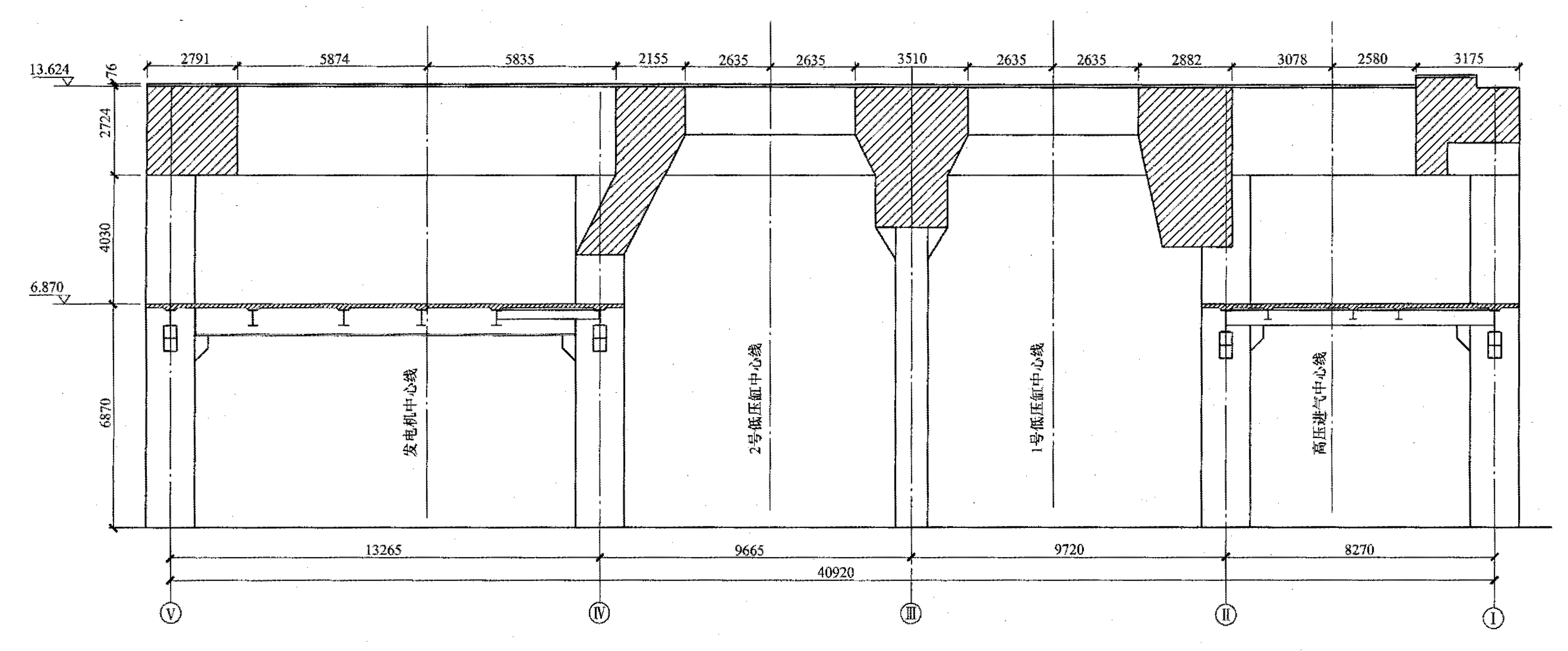


图 10-25　基础纵、剖面图

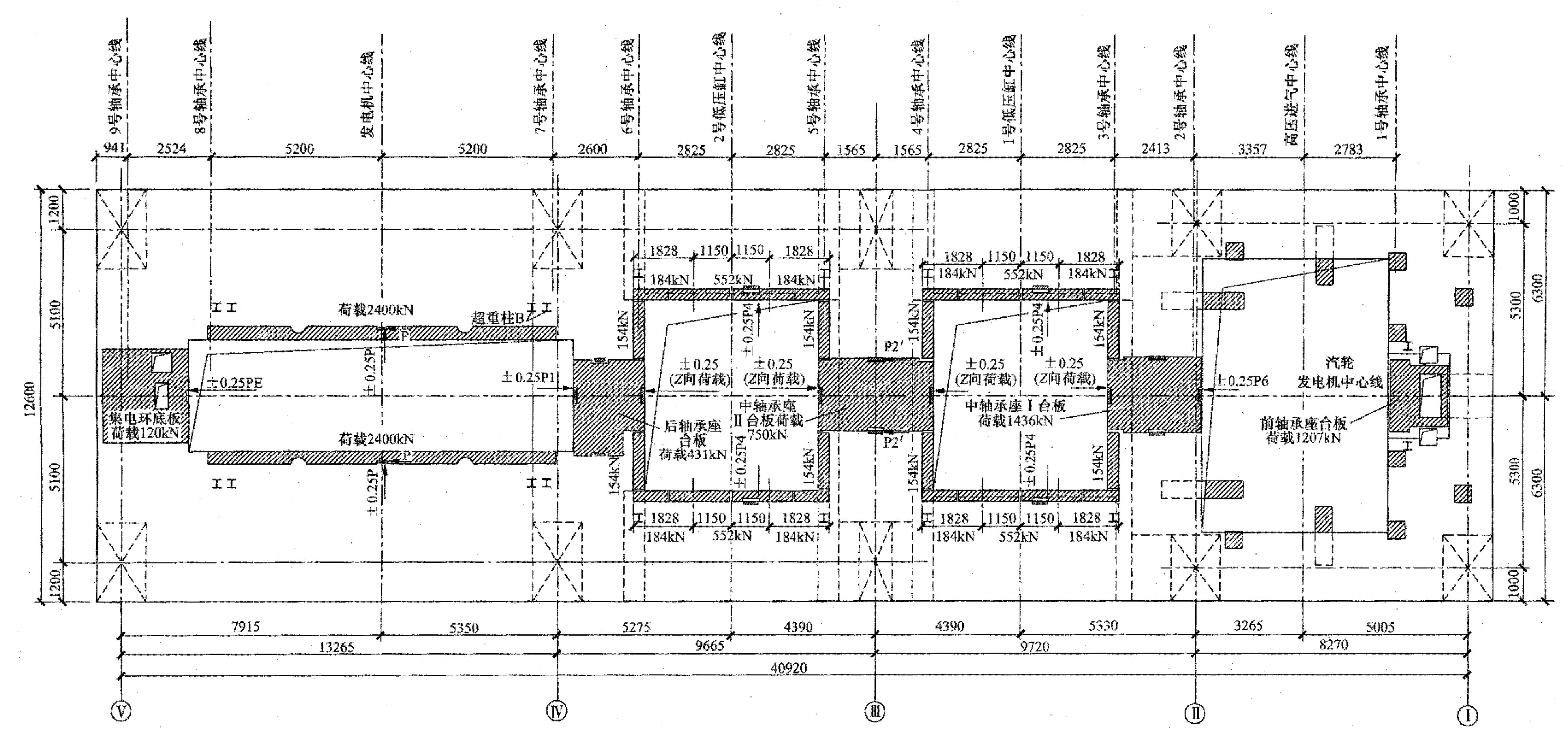


图 10-26　运转层荷载分布图

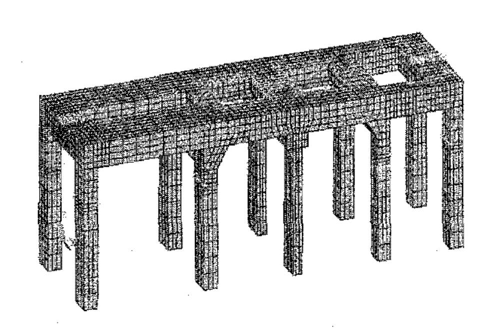


图 10-27　基座计算模型

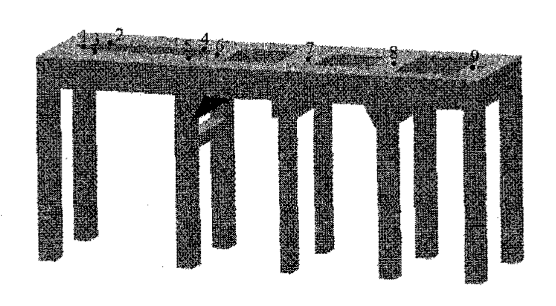


图 10-28　振动荷载作用位置图

表 10-9　　汽轮发电机各阶频率表

阶号	频率（Hz）	阶号	频率（Hz）	阶号	频率（Hz）
1	1.59742	30	27.851	59	50.162
2	2.3852	31	28.371	60	51.953
3	2.6775	32	29.337	61	52.002
4	10.399	33	31.695	62	52.023
5	13.816	34	31.700	63	53.518
6	14.863	35	32.047	64	53.184
7	15.621	36	32.827	65	53.229
8	15.783	37	33.021	66	53.927
9	16.014	38	34.773	67	54.752
10	16.313	39	35.320	68	55.089
11	16.577	40	35.715	69	55.696
12	16.981	41	36.819	70	56.226
13	17.471	42	37.632	71	57.241
14	17.723	43	39.172	72	57.673
15	18.927	44	40.135	73	58.207
16	19.278	45	40.135	74	58.534
17	19.390	46	41.890	75	59.866
18	20.388	47	42.012	76	59.903
19	20.575	48	42.183	77	61.387
20	21.544	49	42.501	78	62.486
21	22.022	50	43.152	79	63.022
22	22.944	51	43.484	80	63.746
23	23.010	52	45.283	81	65.057
24	23.500	53	46.758	82	65.806
25	24.062	54	47.506	83	65.963
26	24.524	55	47.602	84	67.025
27	25.128	56	48.292	85	67.799
28	26.224	57	48.580	86	69.537
29	27.089	58	49.943	87	69.685

表 10-10　　振动荷载值计算表

振动荷载位置	振动荷载幅值（kN）	计算公式
测点 1	2.274	11.37×0.2
测点 2	31.396	(9.38+16.55+7.61+56.28+448.28+56.28+7.61+16.55+9.38)×0.2/4
测点 3	31.396	(9.38+16.55+7.61+56.28+448.28+56.28+7.61+16.55+9.38)×0.2/4
测点 4	33.96	31.396+0.5×(12.03+13.61)×0.2
测点 5	33.96	31.396+0.5×(12.03+13.61)×0.2
测点 6	41.2	0.5×(386.36+12.03+13.61)×0.2
测点 7	91.136	[0.5×(386.36+386.36)+69.32]×0.2
测点 8	79.648	[0.5×(322.76+386.36)+43.68]×0.2
测点 9	32.276	0.5×322.76×0.2

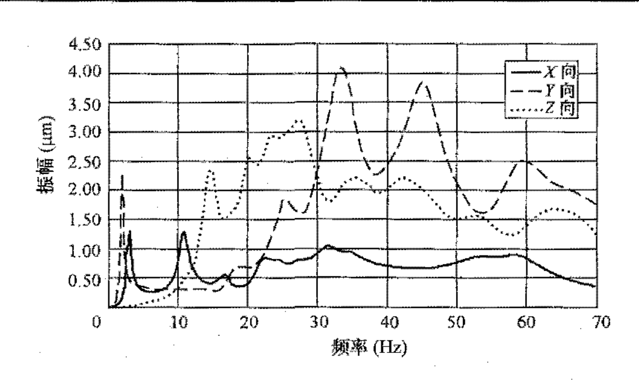


图 10-29　振动荷载点 1 振幅-频率曲线

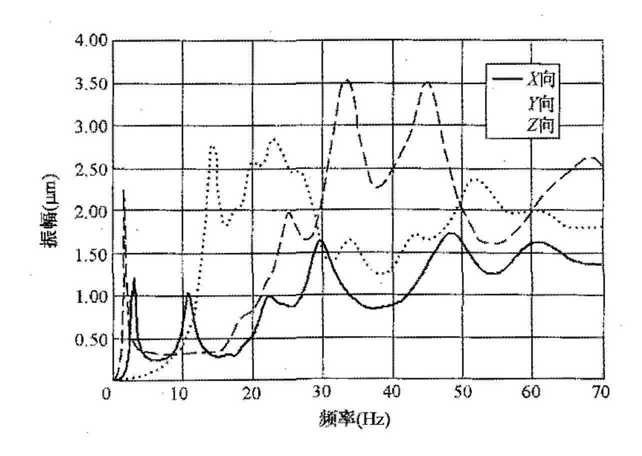


图 10-30　振动荷载点 2 振幅-频率曲线

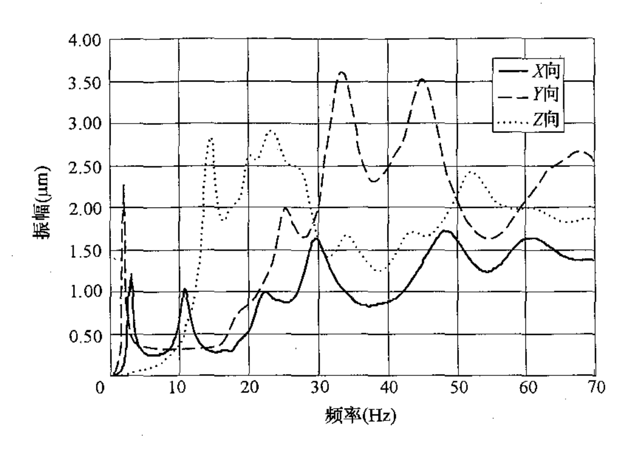


图 10-31 振动荷载点 3 振幅-频率曲线

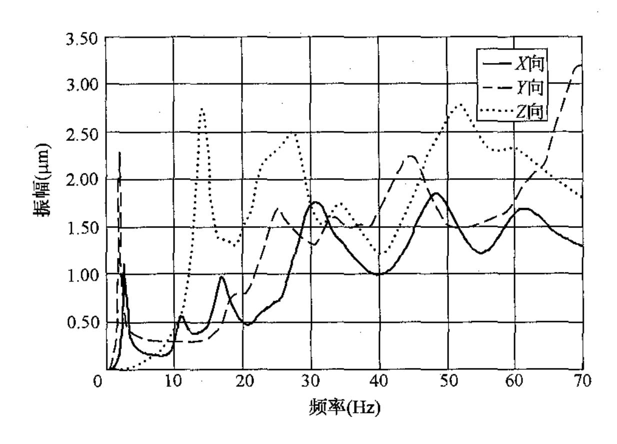


图 10-32 振动荷载点 4 振幅-频率曲线

二、汽轮发电机基础杆系模型分析算例

采用空间杆系模型进行汽轮发电机基础设计的步骤与上一算例基本相同。下面算例的工程背景与上一算例相同，设计资料、基础外形和荷载数据详见上一算例。

1. 简化模型

（1）计算模型。计算采用 MSSAP 软件。该基础是规则对称的两层空间框架。横向框架跨度为柱轴线距离，中间层取在该层梁顶面。除所有梁柱交点设置质点外，有较大集中质量处和下柱中部设置质点。按照上述考虑，基础被简化为由 87 个节点、90 根杆件组成的空间正交框架。计算模型和节点、杆件编号如图 10-33 所示。本例中未考虑杆件的刚性域长度。

（2）构件截面简图。输入各杆件截面的几何尺寸，从而计算杆件的截面特性。本例中杆件截面共分为 11 类，各杆件截面的形状如图 10-34 所示。

（3）节点附加质量。一般程序能自动计算各杆件的质量并把它分配到两端的质点上。非基础自身的质量（如设备、管道等）需要另外输入。本例中附加质量共 49 个点。

（4）振动荷载计算。振动荷载由设备制造厂提供或根据转子重量计算，本算例采用 GB 50040 确定振动荷载。

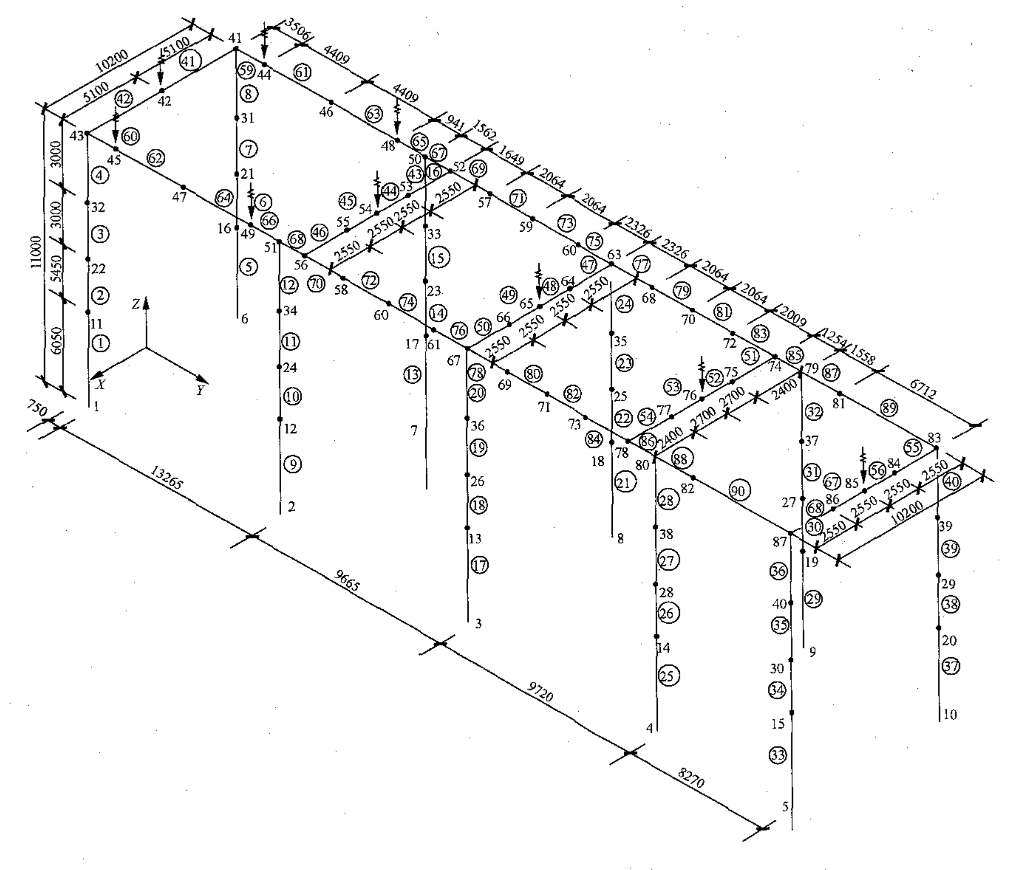


图 10-33 基础结构计算简图

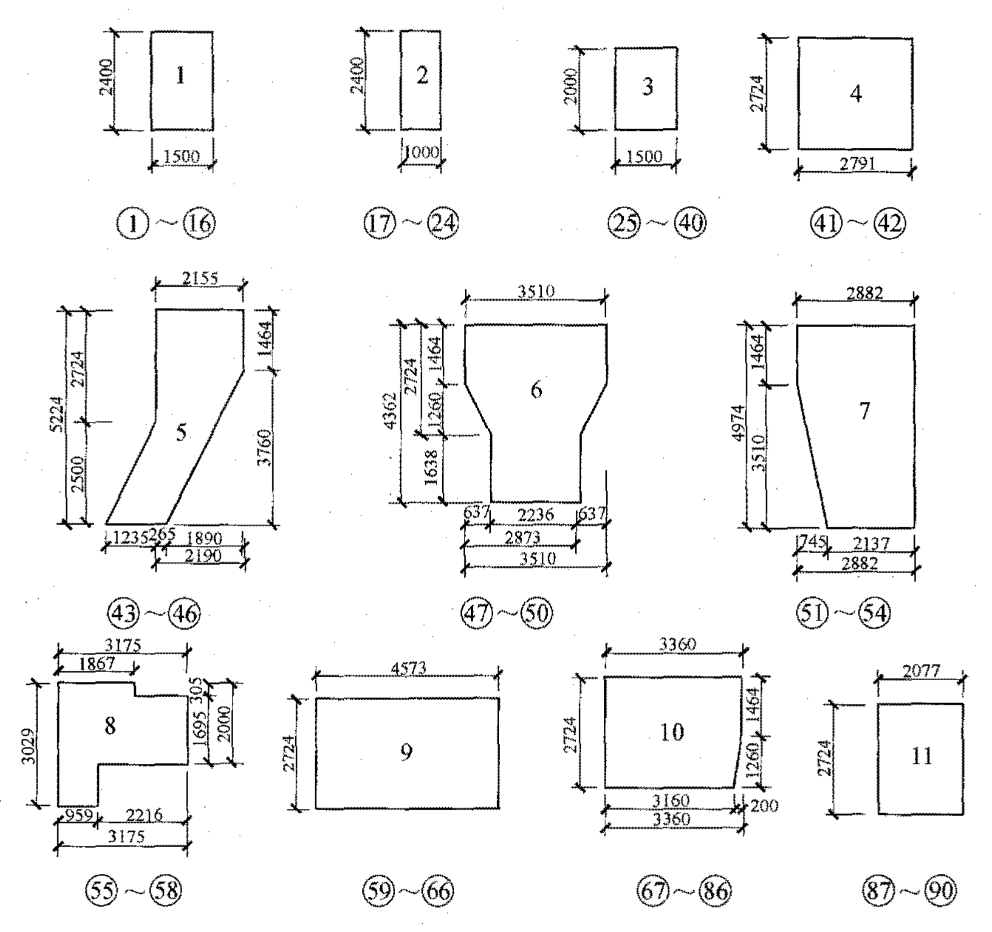


图 10-34　基础构件截面计算简图

（5）荷载输入。静力计算考虑永久荷载、振动荷载和偶然荷载三类。其中永久荷载包括基础自重、机器重、设备重、机组正常运行时的反力矩、填土重、管道推力、汽缸膨胀力、凝汽器真空吸力和构件温差所产生的作用力、楼面活荷载等。偶然荷载包括地震作用、短路力矩。荷载输入时需将设备制造厂提供的荷载以及工艺专业提供的荷载按照单向、双向、短路力矩分类输入。

2. 数据输入

坐标输入见表 10-11，附加质量见表 10-12，振动荷载输入见表 10-13，单向荷载输入见表 10-14，短路力矩荷载输入见表 10-15。

3. 主要计算结果

（1）自振频率和振型。在 1.4 倍工作转速范围内，计算出基础的自振频率和振型。

（2）振幅。1.4 倍工作转速范围内所有质点的振幅都可以计算，并可选择性地绘制成转速-振幅曲线。图 10-35 是该基础低压缸与发电机之间横梁中点（54 个点）的垂直向转速-振幅曲线。

（3）强迫振动动内力。可输出每根杆件在所有验算转速下的动内力，并输出验算转速范围内的动内力包络值。

（4）地震计算结果。地震输出内容包括 X、Y 向的最大层间弹性位移和位移角，各杆件的地震内力，以及 X、Y 向地震内力的包络值。该基础最大层间弹性位移角满足规范的要求。

（5）静力计算结果。静力计算输出的内容包括各种荷载工况下所有杆件的静内力、结构自重和各组永久荷载所产生的各柱固定端内力和合力及其作用点。本工程柱底轴力总计为 84112.195kN。

（6）荷载组合结果。分别输出各杆件在基本荷载组合、地震作用组合、短路力矩荷载组合下的内力包络值。

（7）强度计算结果。分别输出各梁、柱配筋表。

4. 结论

通过汽轮发电机基础的空间杆系模型动力和静力分析计算，计算出基础各振动荷载作用点的振幅，根据各种荷载工况及荷载组合下的基础内力计算出各构件的配筋。基础的振动和各构件的配筋均满足规范要求。

表 10-11　　节　点　坐　标

节点编号	X	Y	Z	节点编号	X	Y	Z	节点编号	X	Y	Z
1	5.1	0.75	−5.2	2	5.1	14.015	−5.2	3	5.1	23.68	−5.2

续表

节点编号	X	Y	Z	节点编号	X	Y	Z	节点编号	X	Y	Z
4	5.1	33.4	−5.2	32	5.1	0.75	9.3	60	5.1	19.29	12.3
5	5.1	41.67	−5.2	33	−5.1	14.015	9.3	61	−5.1	21.354	12.3
6	−5.1	0.75	−5.2	34	5.1	14.015	9.3	62	5.1	21.354	12.3
7	−5.1	14.015	−5.2	35	−5.1	23.68	9.3	63	−5.1	23.68	12.3
8	−5.1	23.68	−5.2	36	5.1	23.68	9.3	64	−2.55	23.68	12.3
9	−5.1	33.4	−5.2	37	−5.1	33.4	9.3	65	0	23.68	12.3
10	−5.1	41.67	−5.2	38	5.1	33.4	9.3	66	2.55	23.68	12.3
11	5.1	0.75	0.85	39	−5.1	41.67	9.3	67	5.1	23.68	12.3
12	5.1	14.015	0.85	40	5.1	41.67	9.3	68	−5.1	26.006	12.3
13	5.1	23.68	0.85	41	−5.1	0.75	12.3	69	5.1	26.006	12.3
14	5.1	33.4	0.85	42	0	0.75	12.3	70	−5.1	28.07	12.3
15	5.1	41.67	0.85	43	5.1	0.75	12.3	71	5.1	28.07	12.3
16	−5.1	0.75	0.85	44	−5.1	3.465	12.3	72	−5.1	30.134	12.3
17	−5.1	14.015	0.85	45	5.1	3.465	12.3	73	5.1	30.134	12.3
18	−5.1	23.68	0.85	46	−5.1	8.665	12.3	74	−5.1	32.146	12.3
19	−5.1	33.4	0.85	47	5.1	8.665	12.3	75	−2.7	32.146	12.3
20	−5.1	41.67	0.85	48	−5.1	13.865	12.3	76	0	32.146	12.3
21	−5.1	0.75	6.3	49	5.1	13.865	12.3	77	2.7	32.146	12.3
22	5.1	0.75	6.3	50	−5.1	14.015	12.3	78	5.1	32.146	12.3
23	−5.1	14.015	6.3	51	5.1	14.015	12.3	79	−5.1	33.4	12.3
24	5.1	14.015	6.3	52	−5.1	15.5775	12.3	80	5.1	33.4	12.3
25	−5.1	23.68	6.3	53	−2.55	15.5775	12.3	81	−5.1	34.958	12.3
26	5.1	23.68	6.3	54	0	15.5775	12.3	82	5.1	34.958	12.3
27	−5.1	33.4	6.3	55	2.55	15.5775	12.3	83	−5.1	41.67	12.3
28	5.1	33.4	6.3	56	5.1	15.5775	12.3	84	−2.55	41.67	12.3
29	−5.1	41.67	6.3	57	−5.1	17.226	12.3	85	0	41.67	12.3
30	5.1	41.67	6.3	58	5.1	17.226	12.3	86	2.55	41.67	12.3
31	−5.1	0.75	9.3	59	−5.1	19.29	12.3	87	5.1	41.67	12.3

表 10-12　　附 加 质 量

质点编号	附加质量（t）	质点编号	附加质量（t）	质点编号	附加质量（t）
21	22.94175	42	12	59	55.125
22	22.94175	44	120	60	55.125
23	22.94175	45	120	61	18.375
24	22.94175	48	120	62	18.375
27	14.405	49	120	68	18.375
28	14.405	54	43.1	69	18.375
29	14.405	57	18.375	70	55.125
30	14.405	58	18.375	71	55.125

续表

质点编号	附加质量（t）	质点编号	附加质量（t）	质点编号	附加质量（t）
72	18.375	86	22.68	51	24.6
73	18.375	65	75	63	19.92
75	25.5185	64	30.625	67	19.92
76	143.567	66	30.625	79	16.45
77	25.5185	53	15.3125	80	16.45
81	15.649	55	15.3125	83	12.94
82	15.649	41	22.18	87	12.94
84	22.68	43	22.18		
85	120.687	50	24.6		

表 10-13　　振动荷载计算表

振动荷载位置	振动荷载幅值（kN）	计算公式
43	2.274	11.37×0.2
45	31.396	(9.38+16.55+7.61+56.28+448.28+56.28+7.61+16.55+9.38)×0.2/4
46	31.396	(93.8+16.55+7.61+56.28+448.28+56.28+7.61+16.55+9.38)×0.2/4
47	33.96	31.396+0.5×(12.03+13.61)×0.2
48	33.96	31.396+0.5×(12.03+13.61)×0.2
53	41.2	0.5×(386.36+12.03+13.61)×0.2
64	91.136	[0.5×(386.36+386.36)+69.32]×0.2
75	79.648	[0.5×(322.76+386.36)+43.68]×0.2
84	32.276	0.5×322.76×0.2

表 10-14　　单向荷载输入表

杆件号	荷载方向	荷载大小（kN）	距左端距离（m）	荷载类型
3	Z 向	−579.8	0	8
7	Z 向	−579.8	0	8
11	Z 向	−579.8	0	8
15	Z 向	−579.8	0	8
27	Z 向	−379.8	0	8
31	Z 向	−379.8	0	8
35	Z 向	−379.8	0	8
39	Z 向	−379.8	0	8
55	Z 向	−95.248	2.55	2
56	Z 向	−95.248	2.55	2
57	Z 向	−95.248	2.55	2
58	Z 向	−95.248	2.55	2
85	Z 向	−62.31	1.254	2
86	Z 向	−62.31	1.254	2
87	Z 向	−62.31	1.558	2
88	Z 向	−62.31	1.558	2
89	Z 向	−62.31	6.712	2
90	Z 向	−62.31	6.712	2
51	Z 向	−166.26	2.4	2
52	Z 向	−166.26	2.7	2
53	Z 向	−166.26	2.7	2
54	Z 向	−166.26	2.4	2
77	Z 向	−167.607	2.326	2
78	Z 向	−193.993	2.326	2

续表

杆件号	荷载方向	荷载大小（kN）	距左端距离（m）	荷载类型
79	Z 向	−167.607	2.064	2
80	Z 向	−193.993	2.064	2
81	Z 向	−167.607	2.064	2
82	Z 向	−193.993	2.064	2
83	Z 向	−167.607	2.012	2
84	Z 向	−193.993	2.012	2
69	Z 向	−167.607	1.6485	2
70	Z 向	−193.993	1.6485	2
71	Z 向	−167.607	2.064	2
72	Z 向	−193.993	2.064	2
73	Z 向	−167.607	2.064	2
74	Z 向	−193.993	2.064	2
75	Z 向	−167.607	2.326	2
76	Z 向	−193.993	2.326	2
47	Z 向	−264.92	2.55	2
48	Z 向	−264.92	2.55	2
49	Z 向	−264.92	2.55	2
50	Z 向	−264.92	2.55	2
59	Z 向	−137.135	3.506	2
60	Z 向	−137.135	3.506	2
61	Z 向	−137.135	4.409	2
62	Z 向	−137.135	4.409	2
63	Z 向	−137.135	4.409	2
64	Z 向	−137.135	4.409	2
65	Z 向	−137.135	0.941	2
66	Z 向	−137.135	0.941	2
67	Z 向	−137.135	1.5625	2
68	Z 向	−137.135	1.5625	2
41	Z 向	−83.73	5.1	2
42	Z 向	−83.73	5.1	2
43	Z 向	−144.225	2.55	2
44	Z 向	−144.225	2.55	2
45	Z 向	−144.225	2.55	2
46	Z 向	−144.225	2.55	2
43	Y 向	20	0.00001	5
44	Y 向	20	0.00001	5
45	Y 向	20	0.00001	5

续表

杆件号	荷载方向	荷载大小（kN）	距左端距离（m）	荷载类型
46	Y向	20	0.00001	5
69	X向	20	0.00001	5
70	X向	–20	0.00001	5
71	X向	20	0.00001	5
72	X向	–20	0.00001	5
73	X向	20	0.00001	5
74	X向	–20	0.00001	5
75	X向	20	0.00001	5
76	X向	–20	0.00001	5
77	X向	20	0.00001	5
78	X向	–20	0.00001	5
79	X向	20	0.00001	5
80	X向	–20	0.00001	5
81	X向	20	0.00001	5
82	X向	–20	0.00001	5
83	X向	20	0.00001	5
84	X向	–20	0.00001	5
55	X向	–293.48	2.55	1
57	X向	–293.48	2.55	1
56	X向	–1273.55	2.55	1
62	X向	–79.61	4.409	1
87	Z向	–215.25	1.558	1
88	Z向	–215.25	1.558	1
51	Z向	–315.7	2.4	1
53	Z向	–315.7	2.4	1
52	Z向	–1496.19	2.7	1
81	Z向	–213.26	2.064	1
82	Z向	–213.26	2.064	1
79	Z向	–580.76	2.064	1
80	Z向	–580.76	2.064	1
77	Z向	–213.26	2.326	1
78	Z向	–213.26	2.326	1
47	Z向	–379.96	2.55	1
49	Z向	–379.96	2.55	1
48	Z向	–823.71	2.55	1
73	Z向	–213.26	2.064	1
74	Z向	–213.26	2.064	1

续表

杆件号	荷载方向	荷载大小（kN）	距左端距离（m）	荷载类型
71	Z向	–580.76	2.064	1
72	Z向	–580.76	2.064	1
69	Z向	–213.26	1.6485	1
70	Z向	–213.26	1.6485	1
43	Z向	–198.38	2.55	1
45	Z向	–198.38	2.55	1
44	Z向	–476.26	2.55	1
63	Z向	–1285	4.409	1
64	Z向	–1285	4.409	1
59	Z向	–1303.11	3.506	1
60	Z向	–1303.11	3.506	1
41	Z向	–295.83	5.1	1
61	Z向	–79.61	4.409	1

表 10-15　短路力矩计算表

杆件	荷载方向	荷载值（kN/m）	荷载长度（m）	计算公式
61	Z向	522.12	5.2	2715/5.2=522.12
62	Z向	–522.12	5.2	2715/5.2=522.13
63	Z向	522.12	5.2	2715/5.2=522.14
64	Z向	–522.12	5.2	2715/5.2=522.15

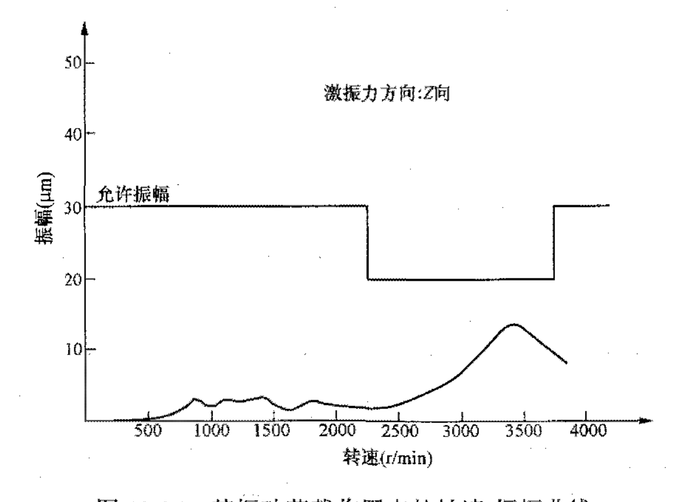


图 10-35　某振动荷载作用点的转速-振幅曲线

三、汽轮发电机弹簧隔振基础算例

汽机发电机弹簧隔振基础设计的一般步骤是收集主机设备及工艺专业资料、确定顶板外形及支承（框架）结构的布置、弹簧隔振元件选型及布置、顶板动力分析及弹簧隔振器刚度复核、顶板静力分析、支承

（框架）结构及基础底板计算分析、绘制施工图。

由于主机设备厂及冷却方式不同，部分计算分析时配合细节略有不同，其计算过程及方法不尽相同。下面仅以某 600MW 机组为例重点说明弹簧隔振器选型及顶板动力计算分析的主要过程。

1. 设计基本输入及工艺资料

（1）设计基本输入。

1）地震参数：抗震设防烈度 6 度，0.05g；特征周期 0.35s；建筑场地类别为 Ⅰ 类。

2）材料参数：混凝土强度等级为 C35，弹性模量 $E_C=3.15\times10^4$N/mm^2，轴心抗拉强度标准值 $f_{tk}=2.20$N/mm^2，轴心抗压强度设计值 $f_c=16.7$N/mm^2，钢筋混凝土密度为 2500kg/m^3。

钢筋：受力钢筋为 HRB400，强度设计值 $f_y=360$N/mm^2。

（2）主机设备制造厂及工艺资料。

1）主机型号及制造商。

主机制造商：BZD&ALSTOM。

汽轮机型号：超临界、一次中间再热、单轴、四缸四排汽、凝汽式。

发电机型号为 50WT23E-138；励磁方式为自并励静止励磁。

汽轮机包括 1 个高（中）压缸、2 个低压缸，落地轴承，低压缸和凝汽器为刚性连接型式。

发电机包括励磁机，发电机为落地轴承。

转速：3000r/min。

执行企业标准：ALSTOM 公司的 HTGD655066，Rev.D。

2）顶板外形见图 10-36，平面图见图 10-37。

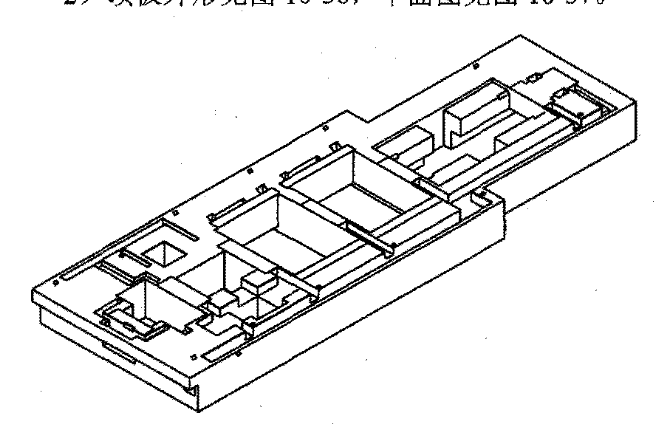


图 10-36 顶板外形示意图

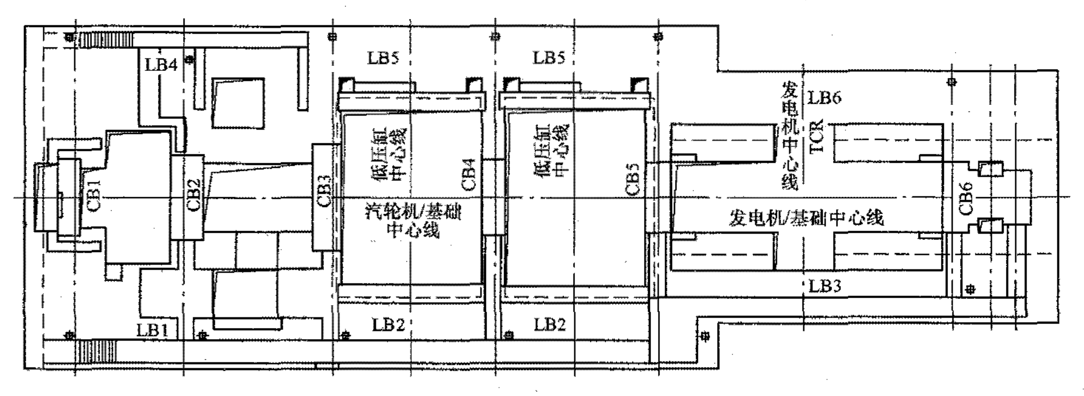


图 10-37 顶板平面图

3）主机厂荷载资料：部分设备荷重见表 10-16。

表 10-16 部 分 设 备 荷 重

序号	设备名称		设备重量（含转子自重，kN）	转子自重（kN）	转速（r/min）
1	汽轮机		7369.7	1658.0	3000
2	发电机		4928.0	672.0	3000
3	励磁机		35.3	15.0	3000
4	凝汽器	无水自重	8460.0		
5		运行荷重	12400.0		
6		100%充水后的运行荷重	14960.0		
7		作用在顶板上的静止荷载	4133.0		
8	顶板上设备总重		12333.0		
9	顶板总重（包括顶板混凝土）		30279.0		
10	顶板和设备总重（含凝汽器分配荷重）		46745.0		

（3）设计规范及标准：GB 50040、ALSTOM 公司的 HTGD655066、GB/T 9239.1/ISO 1940-1、GB 50010、GB 50011、GB 50007。

2. 计算模型及软件

顶板计算单元主要采用的是杆单元，每个节点有 6 个自由度。顶板的不同部位细分为多个横截面。横截面之间用刚性杆件进行连接，顶板上素混凝土作为附加质量节点加在节点上。设备的质量简化为理想的质点，通过刚性杆件与混凝土结构顶部节点相连，质点的平面位置、高度与设备的质心一致。刚性杆件的截面特性：A=100.0m^2，I_{yy}=100.0m^4，I_{zz}=100.0m^4，I_T=100.0m^4（I_{yy}为刚性杆的 y 向惯性矩；I_{zz}为刚性杆的 z 向惯性矩；I_T为刚性杆的扭转惯性矩）。

FEA 模型的节点取决于支座、荷载作用点及其截面变化，如图 10-38～图 10-40 所示。顶板的动力分析和静力计算分析采用 STARDYNE 有限元计算程序。有限元计算模型采用的是 FEA 模型，由 FEMAP 建立，由 Enterprise Software Products Inc.提供。动力分析特征值和特征向量采用的是 LANCZOS 法，用 STAR 的计算软件。不平衡状态的动力分析通过 STARDYNE 的 DYNRE2 进行计算；发电机短路荷载的动力分析通过 STARDYNE 的 DYNRE 进行计算；地震作用分析通过 STARDYNE 的 DYNRE8 进行计算。

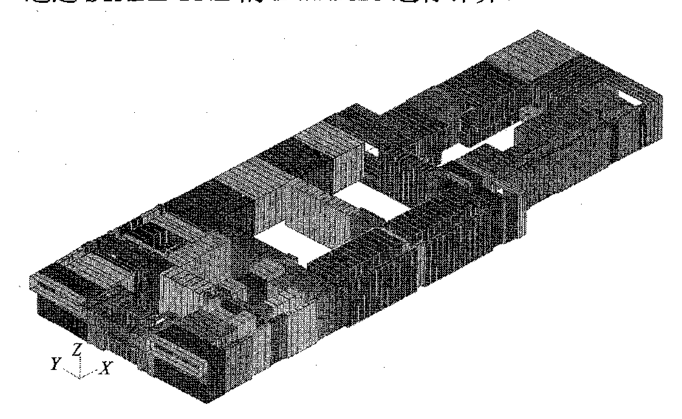


图 10-38　FEA 三维模型

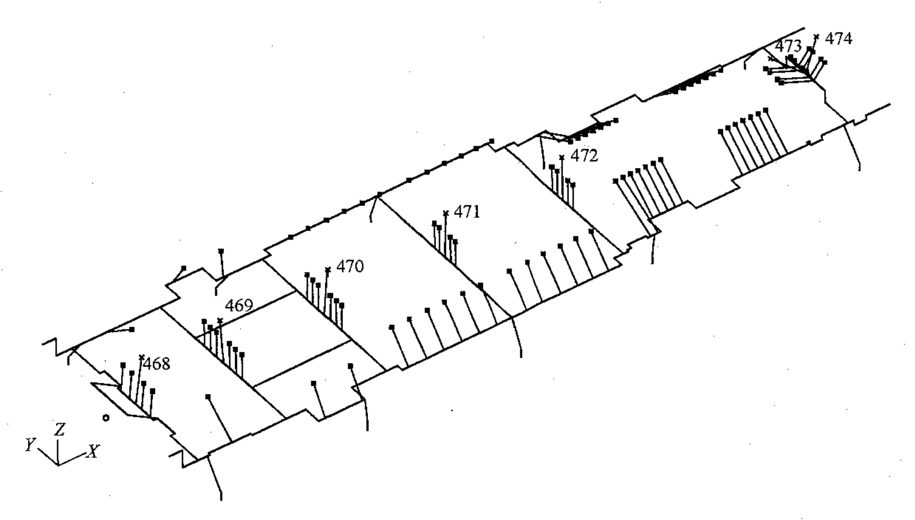


图 10-39　FEA 主要节点

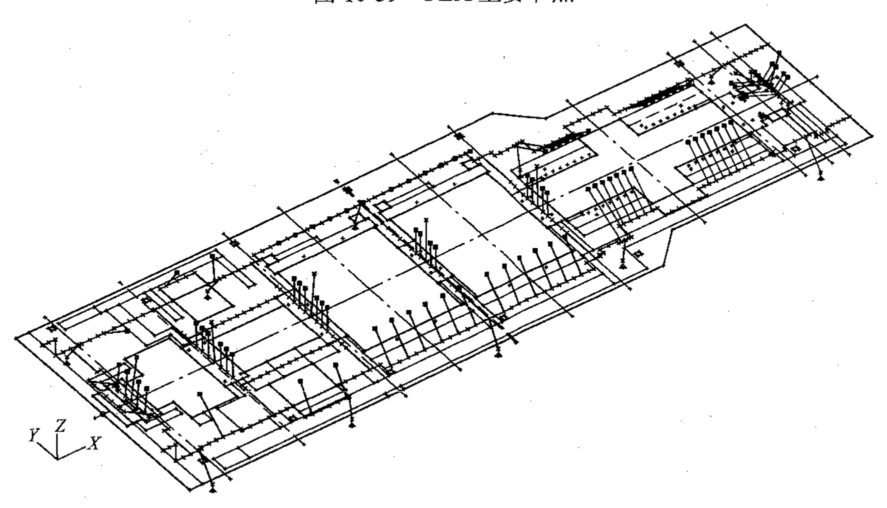


图 10-40　FEA 动力分析模型

3. 弹簧隔振元件选型及数量确定

根据上述厂家荷载资料、工艺资料及顶板的布置，确定顶板初选截面，建立起完整的计算模型，输入汽轮发电机组正常运行工况下的各种荷载标准值，如汽轮发电机组和凝汽器等设备质量。弹簧隔振元件用刚杆代替，弹簧隔振元件支座为固定支座，计算出支座

处竖向力的标准值。

本工程选用弹簧隔振器供货厂家GERB公司提供的TK系列和TVEK系列弹簧隔振器，额定承载力时压缩量为32mm。

在承受汽轮机、发电机和凝汽器等设备质量以及顶板质量所对应的竖向荷载时，其压缩量控制在25mm，即达到额定承载力的78%。根据这个原则及计算出支座处竖向荷载标准值，可确定各个柱顶弹簧隔振器对应三向刚度。根据计算的竖向刚度及厂家提供的弹簧隔振器系列表，可选择弹簧隔振器型号和规格，同时控制各柱顶弹簧隔振器之间工作压缩量相差不宜超过0.5mm。

经计算确定各柱顶弹簧隔振器数量及参数见表10-17。

表10-17　各柱顶弹簧隔振器数量及参数

柱号	弹簧隔振器类型及数量	垂直刚度 K_v（kN/mm）	水平刚度 K_h（kN/mm）
C1（汽轮机高压缸端）	3TK-950.1612.32 TVEK-950.1612.32	119.2	63.6
C1′（汽轮机高压缸端）	3TK-950.1612.32 TVEK-950.1612.32	119.2	63.6
C2	3TK-1300.2216.32 TK-1200.2207.32 TVEK-950.1612.32	190.1	103.4
C2′	4TK-1200.2207.32 TK-1030.1810.32 TVEK-950.1612.32	212.5	121
C3	5TK-1300.2216.32 TVEK-950.1612.32	234.3	125.4
C3′	5TK-1300.2216.32 TVEK-950.1612.32	234.3	125.4
C4	4TK-1200.2207.32 TK-1030.1810.32 TVEK-950.1612.32	212.5	121
C4′	2TK-1300.2216.32 3TK-1200.2207.32 TVEK-950.1612.32	224.4	125.1
C5（发电机端）	2TK-1200.2207.32 TK-1030.1810.32 TVEK-950.1612.32	137.3	77.4
C5′（发电机端）	3TK-1200.2207.32 TVEK-950.1612.32	142.6	81.3

4. 顶板动力分析

（1）结构质量主要有以下两类：

1）基础质量是由软件STARDYNE根据单元的截面面积、单元长度等参数自动计算的。顶面混凝土质量是由软件STARDYNE按照单位长度的非结构质量自动计算的。

2）设备质量参见主机设备制造厂资料。

（2）动力分析输入文件：按照STAR计算软件要求，进行动力计算输入，动扰力 P 按ISO 1940-1标准选用机器的平衡品质为G6.3进行计算，结构阻尼比取0.02。

（3）振型和自振频率：只计算73Hz以内的基础顶板特征频率，在此范围内，基础有50阶自振频率。在0.00～72.72Hz范围内的基础顶板自振频率见表10-18。输出文件包括各阶特征频率、振型参与系数、广义质量、节点质量和特征向量图。

表10-18　基础顶板自振频率　（Hz）

序号	频率	序号	频率
1	2.250	26	41.231
2	2.303	27	41.413
3	2.448	28	43.496
4	3.124	29	43.865
5	3.175	30	46.490
6	4.402	31	47.807
7	5.100	32	48.092
8	7.987	33	49.115
9	11.248	34	49.664
10	12.525	35	51.324
11	13.352	36	53.476
12	13.775	37	53.993
13	19.875	38	57.728
14	20.564	39	57.872
15	22.968	40	58.853
16	23.678	41	59.919
17	26.317	42	60.530
18	27.206	43	62.510
19	28.173	44	63.922
20	29.458	45	64.951
21	29.772	46	66.508
22	32.204	47	67.678
23	36.795	48	70.641
24	37.075	49	71.870
25	37.556	50	72.721

顶板的前六阶振型图如图10-41～图10-46所示。

计算结果显示，第一～六阶振型表现为顶板的刚体自然频率，高阶振型反映了结构的弹性。

根据HTGD655066，Rev.D中的要求，按DIN 4024-1评估的计算结果：

1）f_1=2.250Hz＜0.80f_m=0.80×50.00=40.00（Hz）满足要求。

2）f_{34}=49.664Hz＞0.95f_m=0.95×50.00=47.50（Hz）

f_{35}=51.324Hz＜1.05f_m=1.05×50.00=52.50（Hz）

条件2）不能满足避开（0.9～1.1）f_m 的范围要求，因此应进行模态响应分析以确定系统的共振响应。

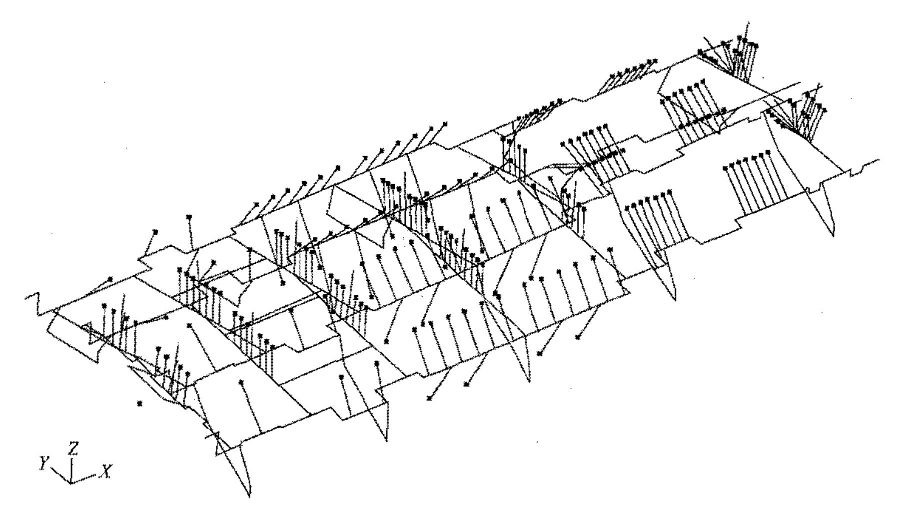


图 10-41 第一阶振型图（顶板沿 *Y* 向平动）

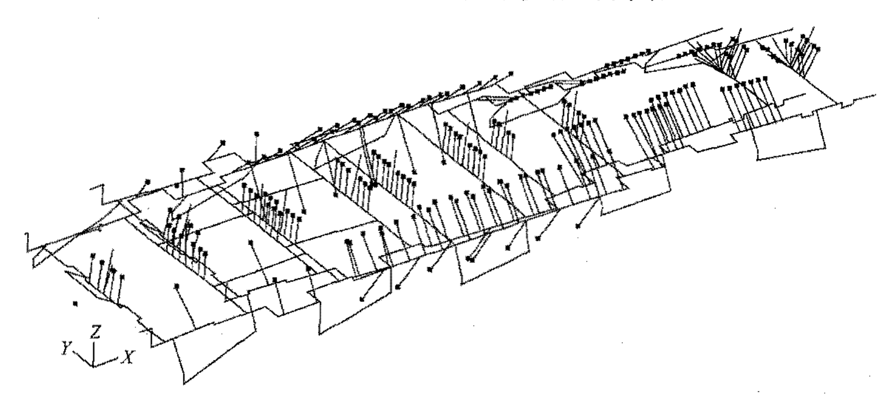


图 10-42 第二阶振型图（顶板沿 *X* 向平动）

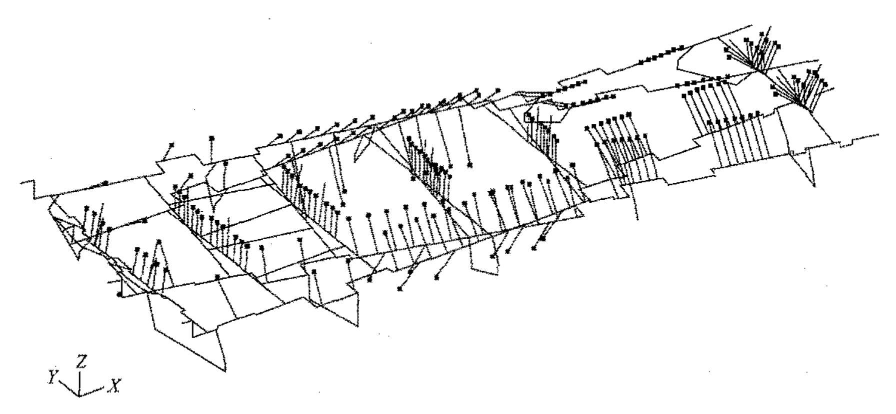


图 10-43 第三阶振型图（顶板沿 *XY* 向平动）

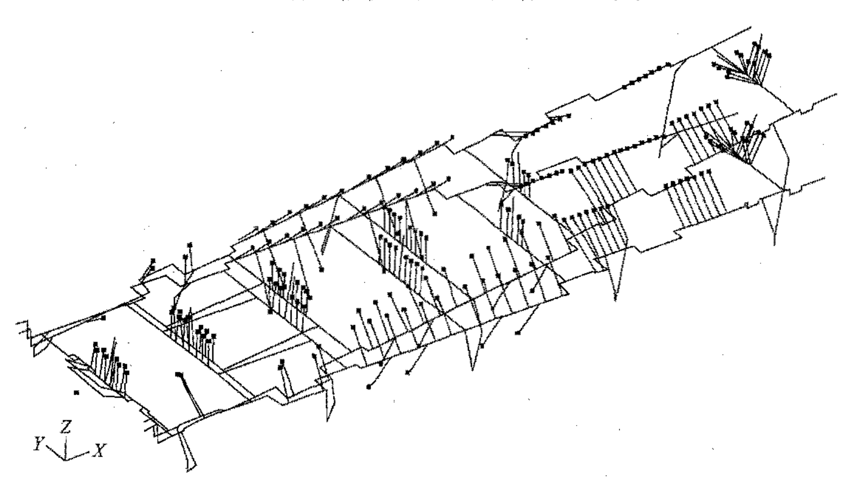


图 10-44 第四阶振型图（顶板沿 *XZ* 向平动）

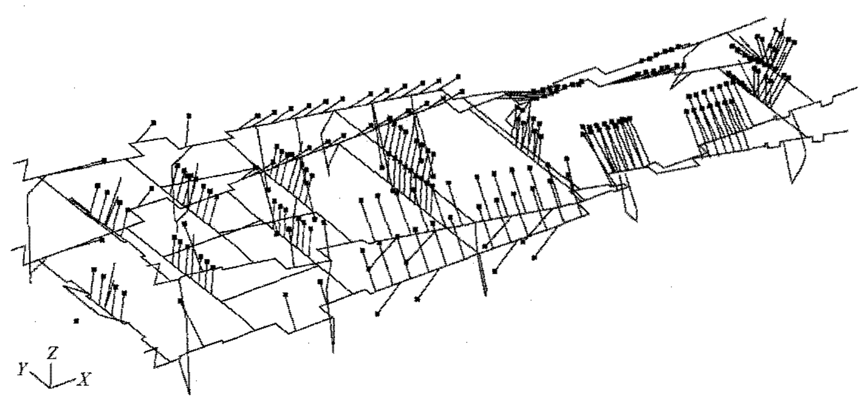


图 10-45　第五阶振型图（顶板沿 YZ 向平动）

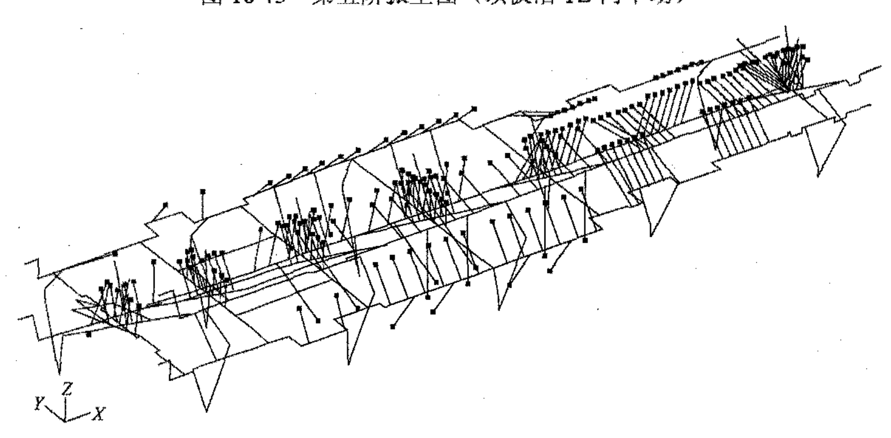


图 10-46　第六阶振型图（顶板沿 Z 向平动）

（4）振动速度计算。

1）不平衡力计算。

汽轮机额定运行频率：50.00Hz。

发电机额定运行频率：50.00Hz。

根据 GB/T 9239.1/ISO 1940-1 的规定，水平纵向和竖向的不平衡力可按下式计算，平衡等级取 G6.3：

$$U_{per}=Re_{per}\Omega/g$$

式中　U_{per}——50Hz 时的剩余不平衡限值，kN；

R——转子重量，kN；

e_{per}——平衡等级，其值为 6.3×10^{-3}m/s；

Ω——50Hz 时的角速度，其值为 314.2rad/s；

g——重力加速度，其值为 9.8m/s^2。

2）各扰力点的扰力值计算，见表 10-19。

表 10-19　各扰力点的扰力值

轴承点	轴承编号	节点	R（kN）	U_{per}（kN）
汽轮机 BHP	W1	468	42.0	8.47
汽轮机 CHP/IP	W2	469	205.0	41.36
汽轮机 DIP/LP1	W3	470	439.0	88.57
汽轮机 ELP1/LP2	W4	471	631.0	127.31
汽轮机 PLP2/GenAS	W5	472	677.0	136.59
发电机 TGenNS	W6	473	336.0	67.79
发电机 WEciter	W7	474	15.0	3.03

经计算分析，各扰力点的振动速度如图 10-47 和图 10-48 所示。

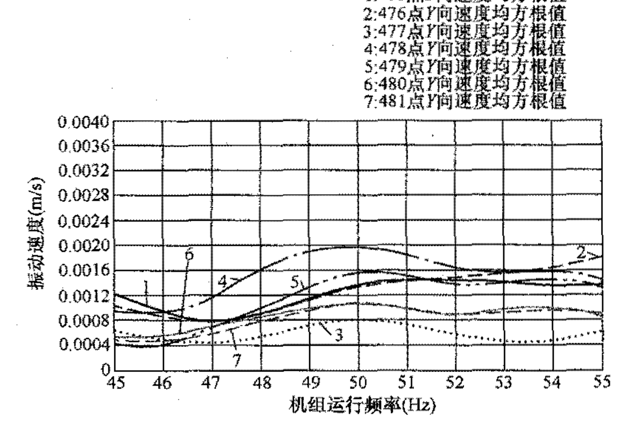


图 10-47　W1～W7 横向扰力作用下有效振动速度曲线图（SRSS）

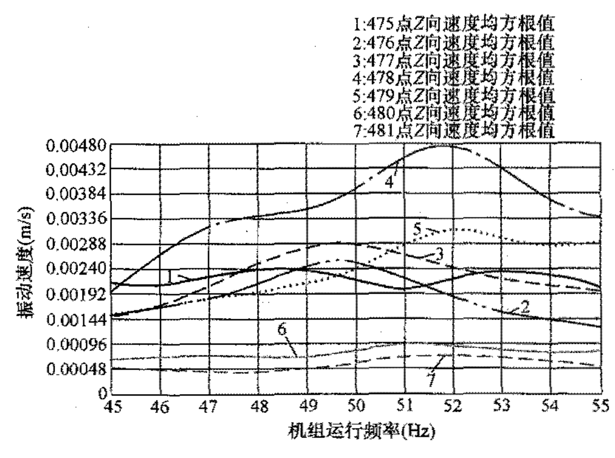


图 10-48　W1～W7 竖向扰力作用下有效振动速度曲线图（SRSS）

振动速度最大值为4.8mm/s<3.8×1.414=5.37(mm/s)，满足规范要求。

5. 静力计算

顶板静力计算方法及过程同常规汽机基础，过程略。

支承（框架）结构及基础底板设计同常规的钢筋混凝土框架结构和基础，过程略。

6. 基础顶板部分施工图

基础顶板部分施工图如图10-49～图10-56所示。

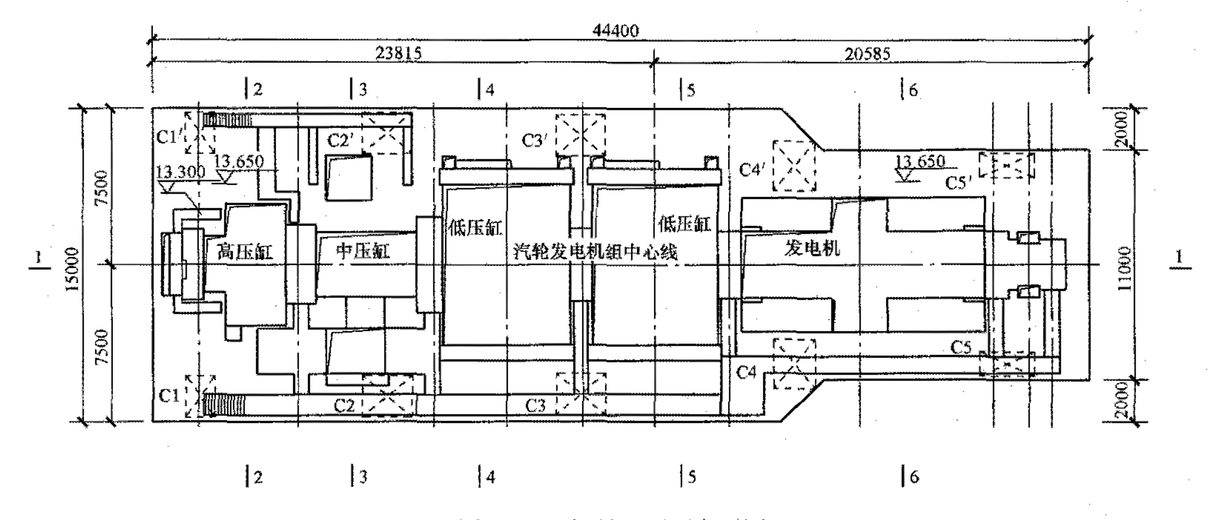


图10-49 运转层平面布置图

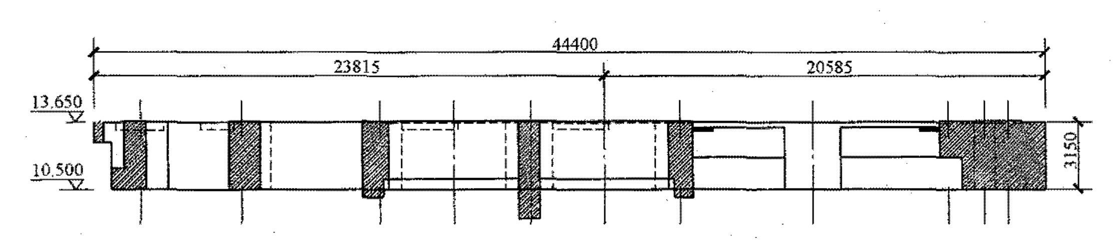


图10-50 运转层1-1剖面

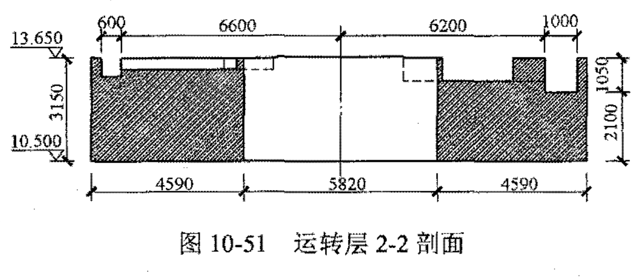


图10-51 运转层2-2剖面

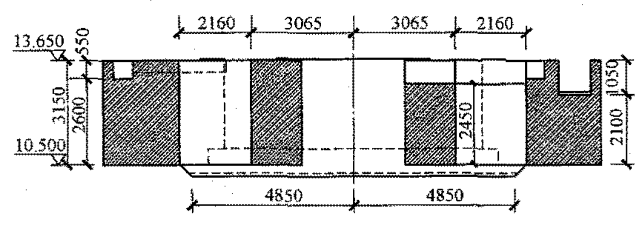


图10-52 运转层3-3剖面

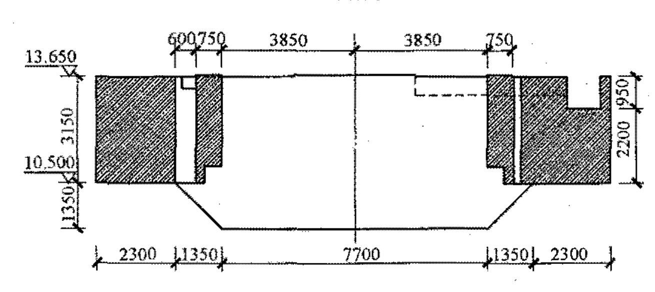


图10-53 运转层4-4剖面

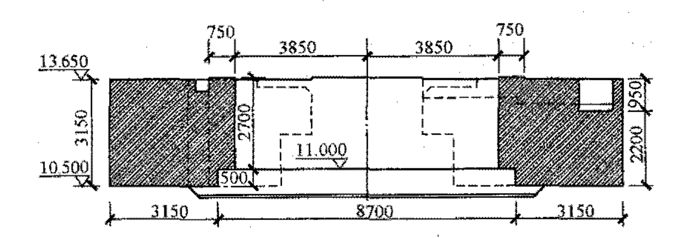


图10-54 运转层5-5剖面

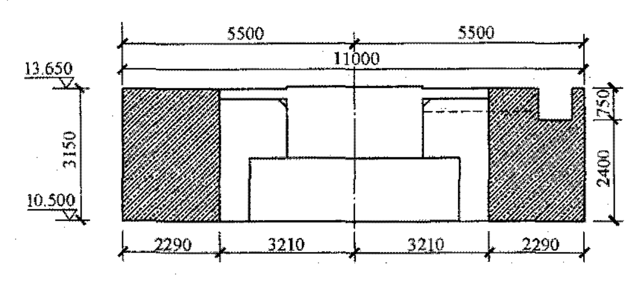


图10-55 运转层6-6剖面

弹簧隔振器设计参数见表10-20、表10-21。

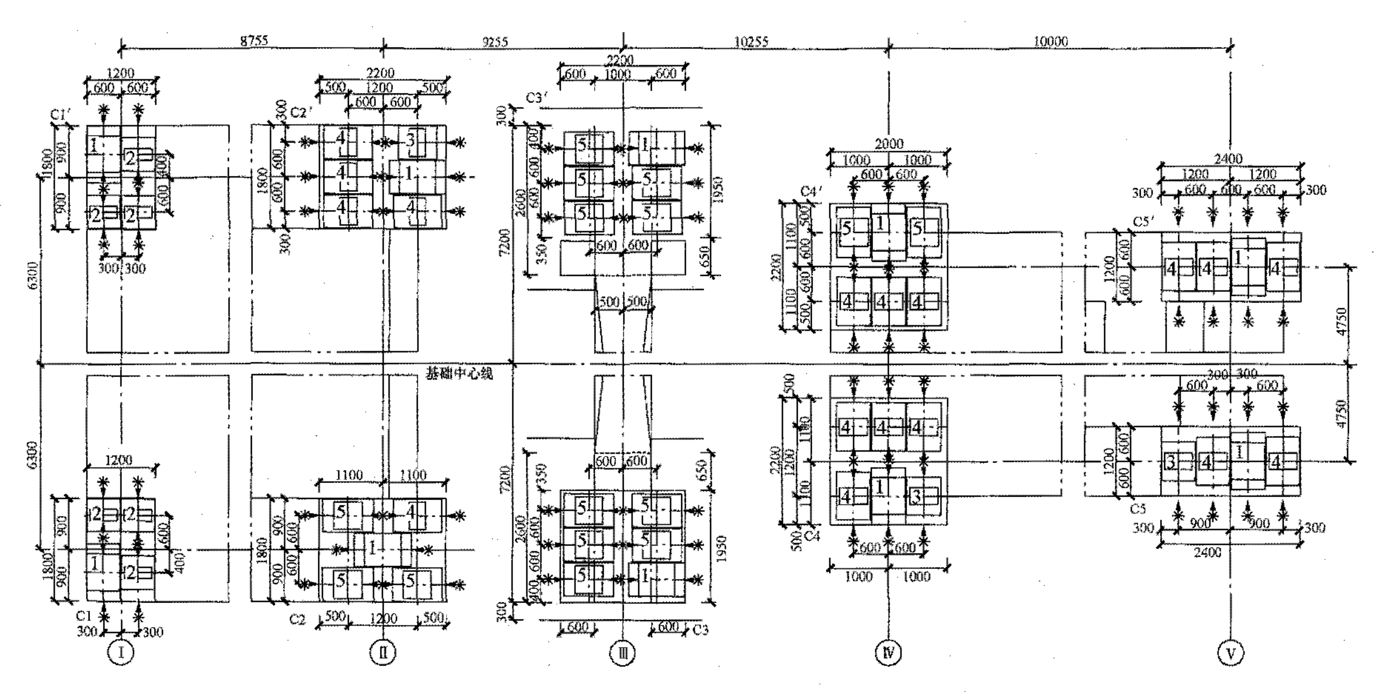
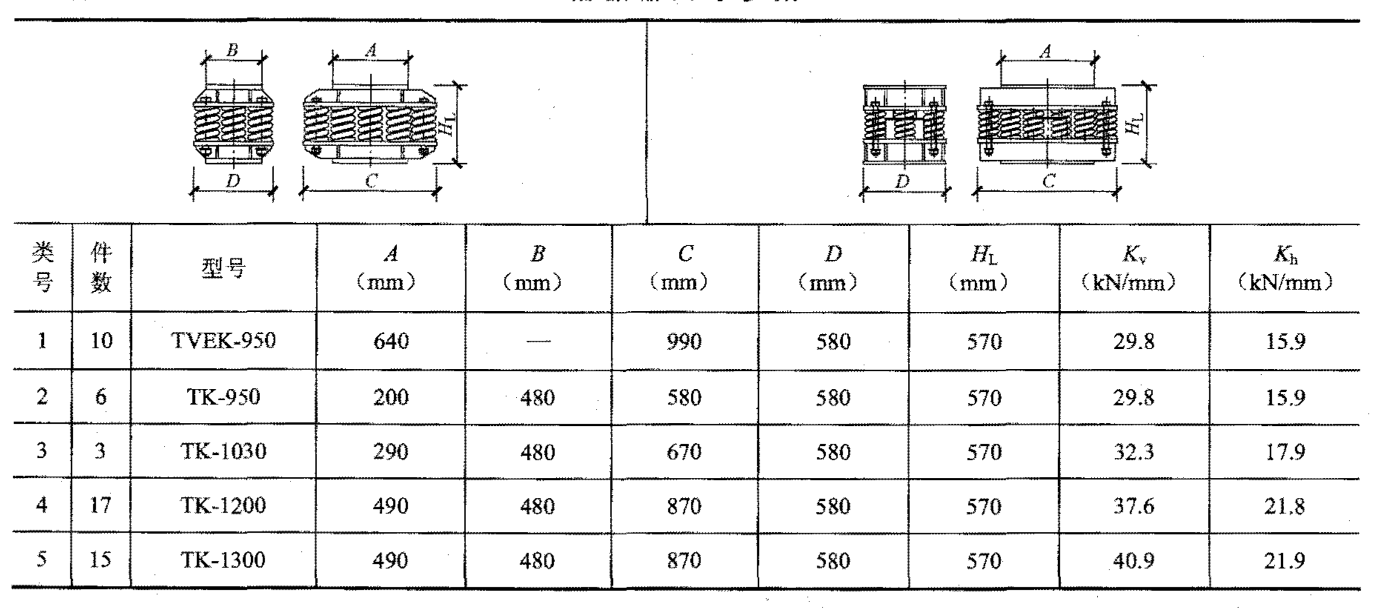


图 10-56　弹簧隔振器布置图

表 10-20　　隔振器尺寸参数



类号	件数	型号	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H_L (mm)	K_v (kN/mm)	K_h (kN/mm)
1	10	TVEK-950	640	—	990	580	570	29.8	15.9
2	6	TK-950	200	480	580	580	570	29.8	15.9
3	3	TK-1030	290	480	670	580	570	32.3	17.9
4	17	TK-1200	490	480	870	580	570	37.6	21.8
5	15	TK-1300	490	480	870	580	570	40.9	21.9

表 10-21　　柱设计载荷（包括地震载荷）　（kN）

柱号	设计载荷	
	竖直方向	水平方向
C1	3814	153
C1′	3814	153
C2	6083	243
C2′	6800	272
C3	7498	300

续表

柱号	设计载荷	
	竖直方向	水平方向
C3′	7498	300
C4	6800	272
C4′	7181	287
C5	4394	188
C5′	4563	183

第十一章 燃气轮机基础

第一节 一 般 规 定

一、主要设计原则

燃气轮发电机是燃机电厂的核心设备。燃气轮发电机组基础（简称燃气轮机基础）的设计不仅要满足强度和变形等要求，而且其动力特性也会直接影响机组的安全稳定运行。

燃气轮机基础支承了燃气轮机、汽轮机、发电机、冷凝器、排气管道和燃气轮机的进气管道，以及其他一些小的辅助设备。依据国内外已建和在建的简单循环和联合循环机组电站资料，燃气轮机基础可分为以下三类。

1. 墙式基础

墙式基础（也称为板式基础）由钢筋混凝土底板、支墩、纵墙和横墙组成，如图 11-1 所示。墙式基础直接与地基相连，需考虑地基对墙式基础的影响，建立计算模型时需模拟墙式基础下的桩基及天然地基，并考虑桩基或天然地基的刚度及阻尼。墙式基础一般适合于简单循环或者多轴布置燃气-蒸汽联合循环机组中的燃气轮机基础，另外，当燃气-蒸汽联合循环机组单轴布置，蒸汽轮机的低压缸采用轴线排汽时，燃气轮机基础也可采用低位布置的墙式基础，基础上依次布置有燃气轮机、发电机和蒸汽轮机。

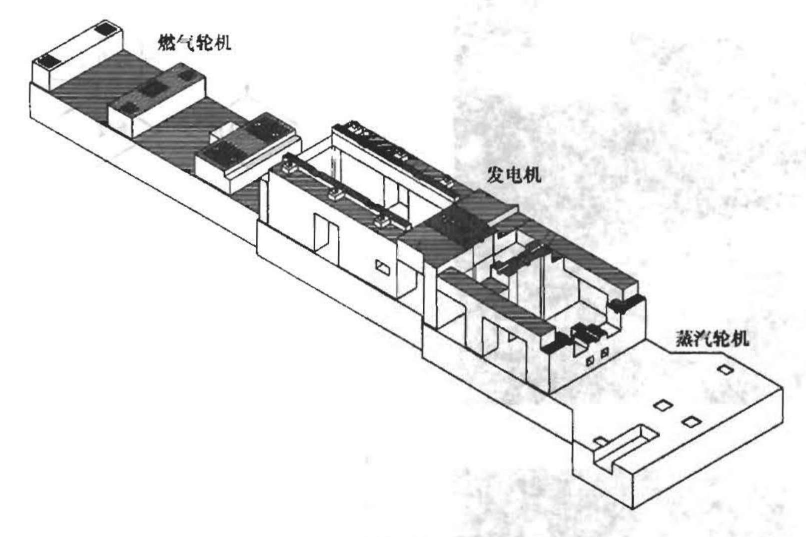


图 11-1　燃气轮机墙式基础示意图

2. 框架式基础

框架式基础由钢筋混凝土底板、柱、中间层以及上部构件（顶板、梁和水平框架）组成，如图 11-2 所示。框架式基础一般用于单轴布置时的燃气-蒸汽联合循环机组中的燃气轮机基础，基础上依次布置燃气轮机、蒸汽轮机（高、中压缸和低压缸）及发电机，此时蒸汽轮机的低压缸采用下排汽方式，凝汽器布置在低压缸下侧，如图 11-3 所示。框架式燃气轮机基础的计算分析与汽轮发电机基础类似，本章仅介绍燃气轮发电机的特殊部分，其动力计算、配筋计算及构造要求可参考第十章。

3. 弹簧隔振基础

弹簧隔振基础在基础下部结构与顶板之间安装弹簧隔振器，弹簧隔振器可根据工艺布置要求安装在基础下部结构的墙顶、柱顶或梁顶位置。基础上部构件和底板之间采用柱和联系梁结构，联系梁形成一个水平框架，用于安放弹簧隔振器，如图 11-4 所示。弹簧隔振器放置在柱顶时的型式如图 11-5 所示。

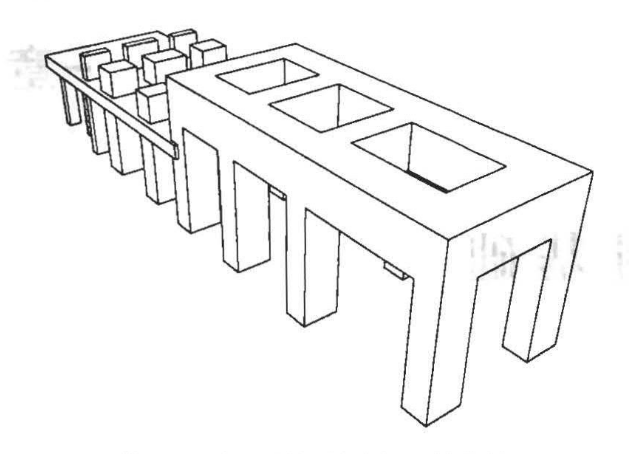


图 11-2 燃气轮机框架式基础示意图



图 11-3 燃气轮机框架式基础上部设备示意图



图 11-4 弹簧隔振器安装在梁顶的型式

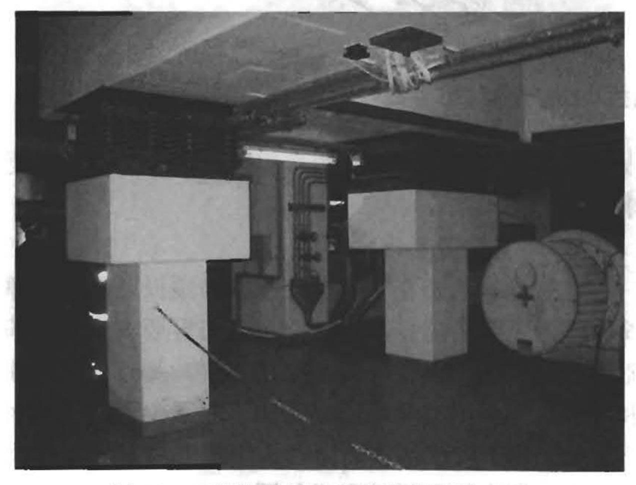


图 11-5 弹簧隔振器安装在柱顶的型式

当框架式基础设备连接点的地震加速度超过厂家要求时，可采用弹簧隔振以减小设备连接点的地震加速度。燃机电厂选址地震烈度大，采用弹簧隔振基础可以降低设备连接点的地震加速度，减小地震对燃气轮机的影响。当机组所在地区地基为软弱地基，容易产生不均匀沉降时，采用弹簧隔振基础可通过后期调节弹簧，减小不均匀沉降的影响，保证机组的安全稳定运行。

二、设计步骤

燃气轮机基础可按照图 11-6 所示的流程进行设计。

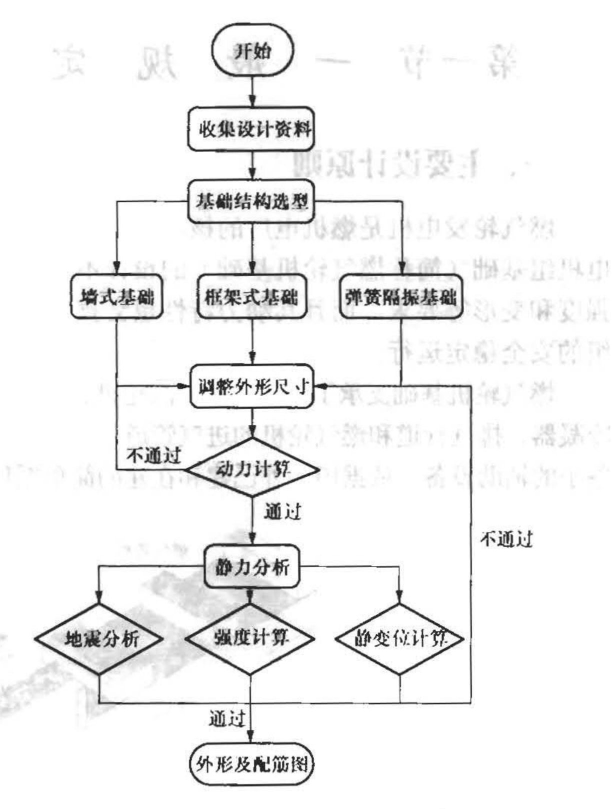


图 11-6 燃气轮机基础设计流程图

1. 设计资料

基础设计时，首先应取得制造厂的设计导则或标准、控制要求，甚至计算例题。同时要注意设计合同、技术协议等文件中有关基础设计的重要信息，尽可能地收集资料。以下罗列了一般情况下设计基础应收集的资料。

（1）制造厂提供的资料主要有：①机组的型号、转速、功率、规格、设计平衡质量等级（设计的平衡等级）、轮廓尺寸图轴系及临界转速；②燃气轮机、汽轮机、发电机各部分的设备自重及分布；③机组基础的外廓线、辅助设备、管道的位置和坑、沟、孔洞尺寸以及灌浆层厚度、地脚螺栓和预埋件的位置等；④转子的自重，作用在各轴承上的荷载及轴承位置；⑤机器转动产生的不平衡力、额定转矩；⑥制造厂供货的辅助设备及管道荷载、设备允许管道推力；⑦凝

汽器在基础底板上的荷载与支墩要求；⑧汽缸温度膨胀力、凝汽器真空吸力、温度作用；⑨发电机短路力矩，紧急状况下的荷载、安装及检修荷载；⑩制造厂控制标准和要求，包括基础振动和变形要求。

（2）工艺专业提供的资料主要有：①基础的布置[含邻近建（构）筑物的定位尺寸]；②非制造厂供货的辅助设备及管道荷载；③工艺专业结合设备允许管道推力提供的实际管道推力（如果直接采用制造厂给出的设备允许管道推力，则取值过大，会造成基础设计浪费）；④检修荷载等。

（3）其他资料主要有：①建筑场地的地质勘察资料及地基动力试验资料；②邻近建（构）筑物的基础图；③厂区抗震设防烈度、建筑场地类别，风荷载与雪载，其中风荷载与雪载仅作用于露天机组基础；④参考电站燃气轮机基础设计资料，机组运行与启动以及停机阶段轴承和轴承座的振动监测数据等。

2. 基础的结构选型

基础的型式应根据燃气轮发电机组的竖向布置来确定。燃气轮发电机组为竖向低位布置时，采用墙式基础；当其为竖向高位布置时，采用框架式基础；当有特殊的环境、隔振、抗震和沉降使用要求时，可通过方案论证选用弹簧隔振基础。

基础选型宜采用有优良运行业绩且与机组配套的成熟基础型式，并进行动、静力分析。动力分析及静力分析应满足制造厂提供的标准要求，若制造厂未提供标准要求，可按照 GB 50040《动力机器基础设计规范》的要求进行动力及静力分析。

当燃气轮发电机组为新型机组时，应综合机器的特性、工艺要求、布置型式进行基础的结构选型。首先根据工艺资料并与工艺专业配合进行初步选型，初步选型需满足工艺及设备要求。其次按初步选定的结构方案，进行动力分析及静力分析。若初步确定的方案及外形尺寸满足要求，可进一步优化，并确认最终外形尺寸。若初步确定的外形尺寸不满足动力计算要求时，需与工艺专业进一步配合，根据工程经验及计算结果优化外形，直至动力分析及静力计算均满足要求。最终确定的外形图需再次返回制造厂确认后，方可形成最终施工图。

3. 建立分析模型

燃汽机基础分析模型可采用通用有限元程序建立，如 ANSYS 及 SAP2000 等。

墙式基础因直接与地基相连，应考虑地基刚度的影响。地基刚度分为动刚度及静刚度，动力计算时取动刚度计算，静力计算时取静刚度计算，动刚度、静刚度及地基阻尼比宜通过现场实测获得，当无实测数据时也可参照 GB 50040 取值。地基可选用弹簧单元建立，弹簧单元一端固定，另一端与基础相连。墙式基础有限元动力计算模型可采用实体、板壳、杆件弹性单元建立，静力计算及配筋计算可采用板壳单元及杆件单元建立。

框架式基础可按柱脚刚接考虑，可选用实体、板壳和杆件弹性单元，建立三维空间分析模型，框架式基础分析模型可参考第十章建立。

4. 动力分析

基础动力分析用于确定基础动力特性。机组运行时对基础轴承座振动有要求，为使基础在稳定运行及启动阶段的振动满足机组振动要求，保证机组安全稳定运行，需要进行动力分析。

当制造厂提出基础动力分析的要求时，需根据制造厂的具体要求确定动参数，扰力响应、动刚度，并应满足制造厂要求或 GB/T 6075《机械振动 在非旋转部件上测量评价机器的振动》中的控制要求。当制造厂未提出基础动力分析的要求，可按 GB 50040 要求进行动力分析。

5. 静力分析

静力分析包括静变位计算和强度计算两部分。

静变位计算为机组基础上的静力荷载对基础作用引起基础变形的计算。基础变形过大会引起机组转子及轴承座的变位差，影响机组的稳定运行。静变位要求一般为制造厂提出，静力计算应满足制造厂要求。

强度计算应以静力分析结果为依据，并按照 GB 50010《混凝土结构设计规范》进行强度及配筋计算，同时应满足构造要求。

三、振动荷载

1. 动力质量

基础承受的永久荷载可作为基础动力计算的动力质量。基础动力质量应包括：设备基础、设备基础的二次浇灌层（仅考虑重量忽略刚度）和设备重量，燃气轮机墙式基础还需包括桩、底板。单桩的质量按照 GB 50040 取值。设备重量和位置应按照设备厂家资料确定。

2. 振动扰力

振动扰力可根据制造厂提供的资料或根据转子平衡质量等级确定。若按照平衡质量等级施加扰力，扰力的幅值按式（11-1）计算：

$$P_{oi}=M_{gi}G\Omega^2/\omega \tag{11-1}$$

式中 P_{oi}——振动扰力，N；

M_{gi}——作用在基础第 i 点（扰力点）的机器转子质量，t；

G——平衡质量等级，由厂家提供，可根据转子出厂动平衡等级降低一级采用，mm/s；

Ω——强迫振动分析时的激振转速，rad/s；

ω——机器的工作转速，rad/s。

四、振动控制标准

国内三大主机厂分别引进了燃气轮发电机的制造技术，其中东方汽轮机有限公司引进了三菱公司技术，上海电气电站设备有限公司引进了西门子公司技术，哈尔滨汽轮机厂有限责任公司引进了 GE 公司技术。各个制造厂家对燃气轮机基础的振动设计方法和要求均有所不同，当制造厂无特定要求时，可按 GB/T 6075 的要求控制。

1. 三菱公司标准

单轴燃气轮联合循环机组包括燃气轮机、发电机和汽轮机三大设备，一般按设备不同区域来确定其振动控制要求。三菱公司的燃气轮机基础动力设计要求基本参照 GB/T 6075 的规定，但振动控制标准和振动荷载要求相对更为严格。对 F 级单轴联合循环机组基础的振动评价，即设备在正常运行转速（3000r/min）下允许振动速度分 3 个标准评价，见表 11-1。

表 11-1　三菱公司燃气轮机振动控制标准及评价标准

标准	振动速度均方根值 v（mm/s）	单方向振动最大位移值 A（μm）
良好	＜1.8	＜8.1
符合要求	1.8～4.5	8.1～20.25
不符合要求	＞4.5	＞20.25

对于燃气轮机转子所产生的振动荷载，三菱公司设计标准建议采用 G5.0 平衡质量等级，振动荷载 $P\approx 0.16W$（W 为转子重量）。

2. 西门子公司标准

根据西门子厂家标准，对 F 级单轴联合循环机组基础的振动评价，振动扰力平衡质量等级为 G2.5，振动荷载 $P\approx 0.08W$，阻尼比取 0.02。对于转速为 3000r/min 的机组，轴承座处混凝土上表面的振动速度有下列要求：在稳态运行（45～57.5Hz）时，振动位移允许值为 17.1μm；在启动或停机时，振动位移允许值为 51.0μm。

厂家要求燃气轮机设备支撑点横向动刚度不小于 5×10^6kN/m。

设备连接点 E 汽轮机（联合中/低压汽轮机）、H 汽轮机（高压汽轮机）及发电机水平加速度限值为 0.4g，竖向加速度限值为 0.25g，燃气轮机设备连接点水平与竖向加速度限值为 0.2g。

3. GE 公司标准

GE 公司标准 GEK 63383d《汽轮发电机基础》认为可以采用两种方法来实现燃气轮机基础良好的动态运行：

（1）对比基础的固有频率与燃气轮机的激振频率。

（2）评估燃气轮机强迫振动作用下的基础动力响应。

在基础固有频率的评价中，应当采用基础和燃气轮发电机组设备的组合模型进行固有频率和相关振型的计算。具体的分析方法由设计师考量，并应与普遍接受的做法和技术一致。当考虑燃气轮机基础的地基弹性（土壤或桩）时，可能会有一个比设备运行速率低的基本频率。因为在这个系统中，基础的质量比旋转部件的质量大很多，所以在运行速度下，不应该出现大的振幅。然而，为了防止基础个别单元的局部振动，应对每个单元的固有频率进行评估，并证明其大于设备的运行频率。如果不能满足这点，就要进行进一步的评估。

基础的固有频率应按评估标准进行升序计算，在设备运行速度的 80%～120%之间应没有明显的响应，并且在“基础荷载数据文件”中定义的设备控制点附近，基础不应有大的响应。“没有大的响应”可以通过以下方式来确定：

（1）通过确定基础在该范围内没有固有频率。

（2）通过检查落在该范围内的自然频率的激振可能和相关振型的临界点。

发电机转子通过平衡达到低水平的残余不平衡量，因此转子的残余不平衡对基础产生的振动荷载通常不显著。但当转子长期使用退化，或者在某种瞬态下（如热冲击）时，该不平衡力可能会变得显著。在某些情况下，有明显不平衡量的转子需要运行比较长的一段时间直至对其改正。

由 GE 公司提供的发电机组基础负荷数据包括转子不平衡荷载，假定的转子质量偏心为 12.7μm。任意两个相邻轴承之间的转子重量所产生的总扰力 $F=1.419\times10^{-8}W(n^2)$，式中 W 为转子重量，N；n 为发电机运行转速，r/min。扰力 F 应分摊到轴承两端，此时应考虑把轴承之间的转子作为一根简支梁，同时考虑跨内的转子质量中心位置。

当燃气轮发电机工作频率为 50Hz 时，转子的平衡等级为 G4.0，此时振动荷载 $P\approx 0.13W$。

基础分析应当考虑不平衡力沿设备长度分布，作用方向为同一个方向和相反方向。不同速度下的不平衡负载可以调整，调整系数为这一速度和设计运行速度比的平方（这种分析方法要考虑扰力施加的方向随着轴承转动而变化）。基础的动力响应应基于以下标准进行评估，这些评估标准不作为绝对的验收标准，而是作为动态响应的潜在问题的指示。例如，如果一个基础有少数分散的点超过评估标准，特别是这些点不邻近设备支撑点，则基础可能被认为有合适的动力响应。但是，如果基础的特定区域超过了评估标准，或比其他部分表现出更高的动态响应，那就需要进行改

进工作，这项改进工作可以是简单的模型细化，也可能是基础本身的设计修改。

推荐的评估标准：

（1）在额定转速下，基础在每个主轴方向的峰值振动速度应小于 1.52mm/s。

（2）在 1.2 倍额定转速下（不平衡振动荷载随速度进行调整），基础在每个主轴方向的峰值振动速度应小于 3.81mm/s。这些推荐的评估标准是严格基于设备的性能，而不是基于工作人员的舒适性和安全性。而设计人员应考虑后者的因素，0.25mm/s 的振动即可被人类感知，2.54mm/s 的振动强度会令人很不舒适。

4. GB/T 6075 控制标准

计算时将扰力分别作用于每个轴承，其响应值平方和的平方根作为每一频率的最大且最可能的响应；分别取得每个轴承竖向、横向两个方向的每一频率的响应，即为竖向、横向振动幅值设计值；对两个方向的振动幅值设计值进行标准校核。

燃气轮发电机组按照设备不同区域确定振动控制要求，其中汽机发电机部分按照 GB/T 6075.2《机械振动 在非旋转部件上测量评价机器的振动 第 2 部分：50MW 以上，额定转速 1500r/min、1800r/min、3000r/min、3600r/min 陆地安装的汽轮机和发电机》执行，燃气轮机驱动装置部分按照 GB/T 6075.4《机械振动 在非旋转部件上测量评价机器的振动 第 4 部分：具有滑动轴承的燃气轮机组》执行。

首先根据机组的不同运行状况定义下述评价区域（见图 11-7）：

A 区域：新交付使用的机器振动通常属于该区域。

B 区域：振动在此区域内的机器通常认为可长期运行。

C 区域：振动在此区域内的机器一般不适合作长期连续运行，一般来说，机器在这种情况下可以运行一段有限的时间，直到有采取补救措施的合适机会为止。

D 区域：振动在此区域内通常认为振动烈度足以损坏机器。

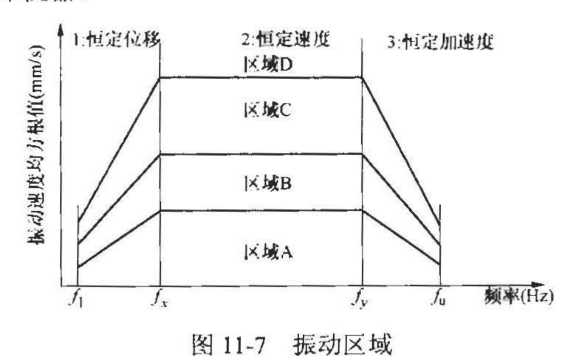


图 11-7 振动区域

f_l、f_u—为测量的频率下限和上限，Hz；

f_x、f_y—规定的频率，其间使用恒定速度准则，Hz

对于汽轮发电机部分，限值见表 11-2。

表 11-2 汽轮机和发电机轴承座振动速度评价区域边界的推荐值

区域边界	轴转速（r/min）	
	1500 或 1800	3000 或 3600
	振动速度均方根值（mm/s）	
A/B	2.8	3.8
B/C	5.3	7.5
C/D	8.5	11.8

通过公式 $S=225v/f_m$（式中 S 为振动线位移，mm；v 为振动速度，mm/s；f_m 为机器工作转速，r/min）转换，转速为 3000r/min 的机组，A/B 级振动速度为 3.8mm/s，相当于 2700～3450r/min 频率范围内位移允许值为 17.1μm。因此扰力点的振动线位移设计值在 2700～3450r/min 频率范围内均应满足此要求。汽轮发电机基础振动线位移限值见图 11-8。

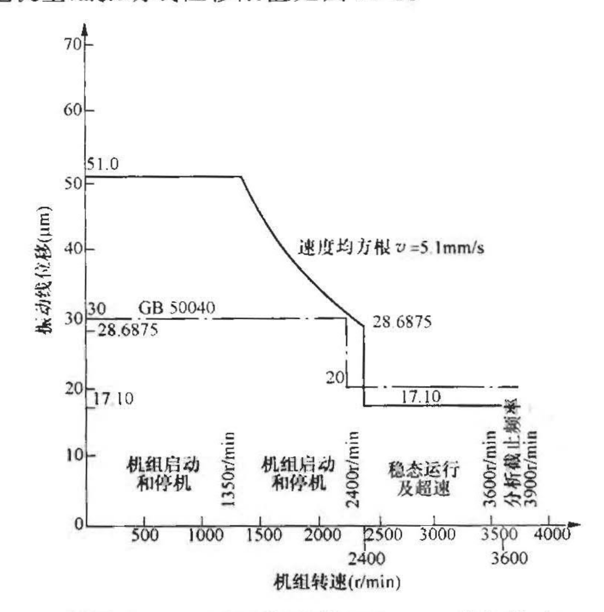


图 11-8 基于 ISO 标准的 3000r/min 汽机基础振动线位移限值曲线

对于以燃气轮机驱动装置轴承壳体或轴承座振动速度为基础的部分限值见表 11-3。

表 11-3 以燃气轮机驱动装置振动速度为基础的评价区域标准

区域界限	振动速度均方根值（mm/s）
A/B	4.5
B/C	9.3
C/D	14.7

通过公式 $S=225v/f_m$ 转换，转速为 3000r/min 的机组，A/B 级振动速度为 4.5mm/s，相当于 2700～3450r/min 频率范围内位移允许值为 20.25μm。因此扰力点的振动线位移设计值在 2700～3450r/min 频率范围内

均应满足此要求。燃气轮机驱动装置基础振动线位移限值见图 11-9。

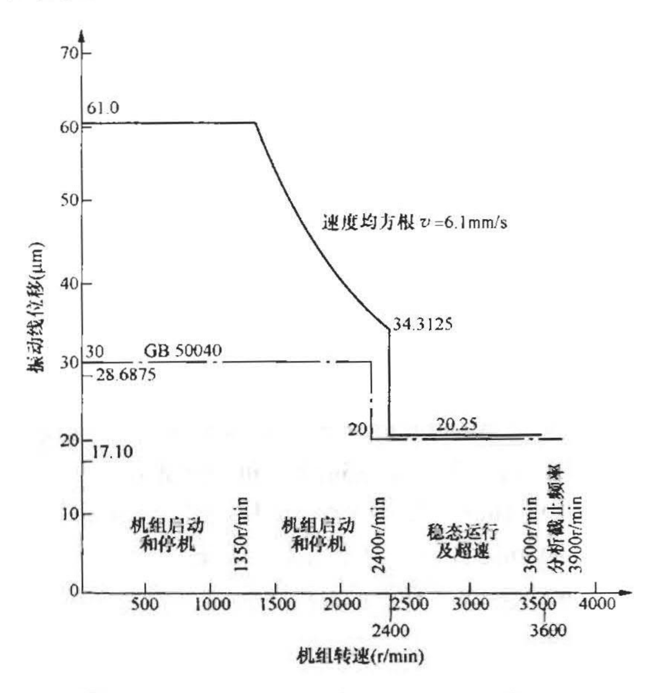


图 11-9　基于 ISO 标准的 3000r/min 燃气轮机驱动装置基础振动线位移限值曲线

五、荷载组合

燃气轮机基础构件承载力计算的荷载和作用应按以下分类：

（1）永久荷载包括基础自重、设备重量（包括燃气轮机本体、发电机、汽轮机、排气及进气系统、凝汽器等）、安装在基础上的其他设备重及管道荷载、汽缸膨胀力、凝汽器真空吸力、温差产生的作用。

（2）可变荷载包括动力荷载（或当量荷载）、顶板活荷载。

（3）偶然荷载包括短路力矩及叶片损失荷载。

（4）地震作用。

基础构件承载力计算时，荷载（作用）效应组合及组合系数可参考本手册第十章第三节。

第二节　墙式燃气轮机基础

一、基础和模型

墙式基础结构模型应包括底板、支墩、纵墙和横墙，可选用实体、板壳和杆件弹性单元，建立三维空间分析模型。同时应考虑底板下地基的影响，可采用弹簧单元模拟地基刚度。

天然地基可采用弹簧单元模拟，刚度及刚度系数按照 GB 50040—1996 第 3 章确定。

（1）影响天然地基刚度及刚度系数的因素包括基础底面压应力、基础底面积、地基土性质和基础埋置深度等。

（2）抗压刚度系数 C_z 值可由现场试验确定，当无条件进行试验并有经验时，可按表 11-4 选用。

表 11-4　天然地基的抗压刚度系数 C_z 值　（kN/m^3）

地基承载力的特征值 f_k（kPa）	土的名称		
	黏性土	粉土	砂土
300	66000	59000	52000
250	55000	49000	44000
200	45000	40000	36000
150	35000	31000	28000
100	25000	22000	18000
80	18000	16000	

（3）基础影响地基土深度范围内，由不同土层组成的地基土（见图 11-10），其抗压刚度系数可按式（11-2）计算：

$$C_z=\frac{2/3}{\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{C_{zi}}\left[\frac{1}{1+\frac{2h_{i-1}}{h_d}}-\frac{1}{1+\frac{2h_i}{h_d}}\right]} \tag{11-2}$$

式中　C_{zi}——第 i 层土的抗压刚度系数，kN/m^3；

h_i——从基础底至 i 层土底面的深度，m；

h_{i-1}——从基础底至 i-1 层土底面的深度，m；

h_d——方形基础时 $h_d=2d$（d 为方形基础的边长），其他形状的基础时 $h_d=2\sqrt{A}$，m。

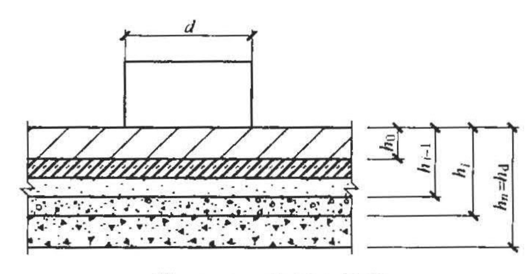


图 11-10　分层土地基

（4）天然地基的抗弯、抗剪、抗扭刚度系数可按式（11-3）～式（11-5）计算：

$$C_\varphi=2.15C_z \tag{11-3}$$

$$C_x=0.70C_z \tag{11-4}$$

$$C_\psi=1.05C_z \tag{11-5}$$

式中　C_φ——天然地基抗弯刚度系数，kN/m^3；

C_x——天然地基抗剪刚度系数，kN/m^3；

C_ψ——天然地基抗扭刚度系数，kN/m^3。

桩基采用弹簧单元模拟，弹簧单元的竖向和水平刚度应按动力和静力分析分别计算。

1）桩基动刚度（动力分析）根据地基设计条件和GB 50040—1996 第3章确定。其中桩基的竖向刚度计算，建议考虑桩本身的弹性特性，按式（11-6）～式（11-12）计算。

$$k_{pz}=\lambda k_p\frac{\lambda\text{th}\lambda+\beta}{\beta\text{th}\lambda+\lambda} \tag{11-6}$$

$$\lambda=\left(\frac{k_\tau}{k_p}\right)^{1/2} \tag{11-7}$$

$$\beta=\frac{k_s}{k_p} \tag{11-8}$$

$$k_\tau=\Sigma C_{p\tau}A_{p\tau} \tag{11-9}$$

$$k_s=C_{pz}A_{pz} \tag{11-10}$$

$$k_p=\frac{EA_p}{L} \tag{11-11}$$

$$\text{th}\lambda=\frac{e^\lambda-e^{-\lambda}}{e^\lambda+e^{-\lambda}} \tag{11-12}$$

式中 k_{pz}——单桩竖向刚度，kN/m；

k_p——桩本身的抗压刚度，kN/m；

k_τ——桩与桩周土之间的抗剪刚度，kN/m；

k_s——桩尖处地基的抗压刚度，kN/m；

$C_{p\tau}$——桩周土层的当量抗剪刚度系数，当桩的间距为4～5倍桩截面的直径或边长时，可按表11-5采用，kN/m³；

C_{pz}——桩尖土层的当量抗压刚度系数，可按表11-6采用，kN/m³；

A_{pz}——桩尖土层的当量受压面积，可取底板面积除以桩数，m²；

$A_{p\tau}$——各层土中的桩周表面积，m²；

A_p——桩的截面积，m²；

E——桩材弹性模量，kN/m²；

L——桩长，m；

e——自然对数函数的底数。

表11-5 桩周土层的当量抗剪刚度系数 C_{pt}

桩周土层的承载力特征值 f_{ak}（kN/m²）	C_{pt}（kN/m³）
$200 \leqslant f_{ak} \leqslant 250$	60000～80000
$150 \leqslant f_{ak} \leqslant 200$	40000～60000
$100 \leqslant f_{ak} \leqslant 150$	35000～40000
$70 \leqslant f_{ak} \leqslant 100$	30000～35000

表11-6 桩尖土层的当量抗压刚度系数 C_{pz}

土的名称	桩尖土的状态	桩尖土的深度（m）	C_{pz}（kN/m³）
黏性土	软塑可塑	10～20	60000～100000
		20～30	100000～150000
黏性土	硬塑	10～20	110000～180000
		20～30	180000～300000
粉、细砂	中密	10～20	60000～100000
		20～30	100000～150000
	密实	10～20	120000～200000
		20～30	200000～300000
中、粗砂，砾砂，圆砾，卵石	中密	10～20	100000～150000
	密实	10～20	150000～280000
岩石	中等风化	10～20	～300000

2）桩基静刚度（静力分析）根据地基设计条件和相关地基规范确定，其中桩基的竖向和水平刚度计算，可由竖向和水平试桩曲线确定。

典型墙式燃气轮机基础平、剖面图如图11-11～图11-15所示。

二、动力计算

振动分析控制应满足ISO标准，当制造厂家有特殊要求时，还应满足制造厂家要求。目前国内墙式燃气轮发电机组已有GE、三菱、西门子多种机型。

1. 动参数

动扰力可按式（11-1）计算。计算频率范围为30～70Hz，天然地基及桩基的阻尼比可通过实测或按照GB 50096规定取值，通过地基弹簧阻尼比输入有限元模型，偏于安全阻尼比可取2%进行计算。

2. 燃机部分动刚度计算

动刚度分析方法与振动分析相同，评估频率范围为40～60Hz，可按式（11-13）计算：

$$K_i=P_i/S_i \tag{11-13}$$

式中 K_i——i点动刚度，kN/m；

P_i——i点单位作用力，kN；

S_i——i点零至峰值位移，m。

制造厂规定了设备支持点的动刚度限值，可在分析模型上设置相应的节点，输出动刚度。

三、静力计算

1. 地震分析

在地震区，制造厂家对设备连接点有相关要求，可对设备连接点进行地震分析。

（1）分析方法。分析方法选用振型分解反应谱法，节点位移和加速度可按式（11-14）～式（11-16）计算：

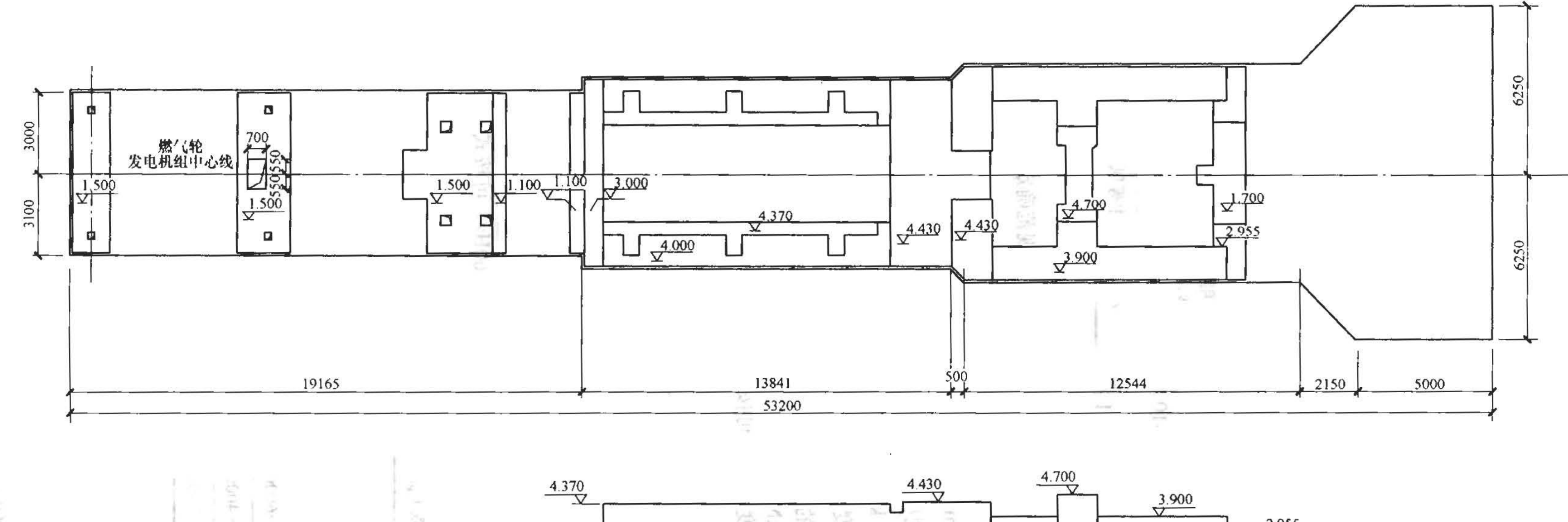


图 11-11 西门子机型 F 级单轴布置联合循环燃气轮机墙式基础平、剖面图

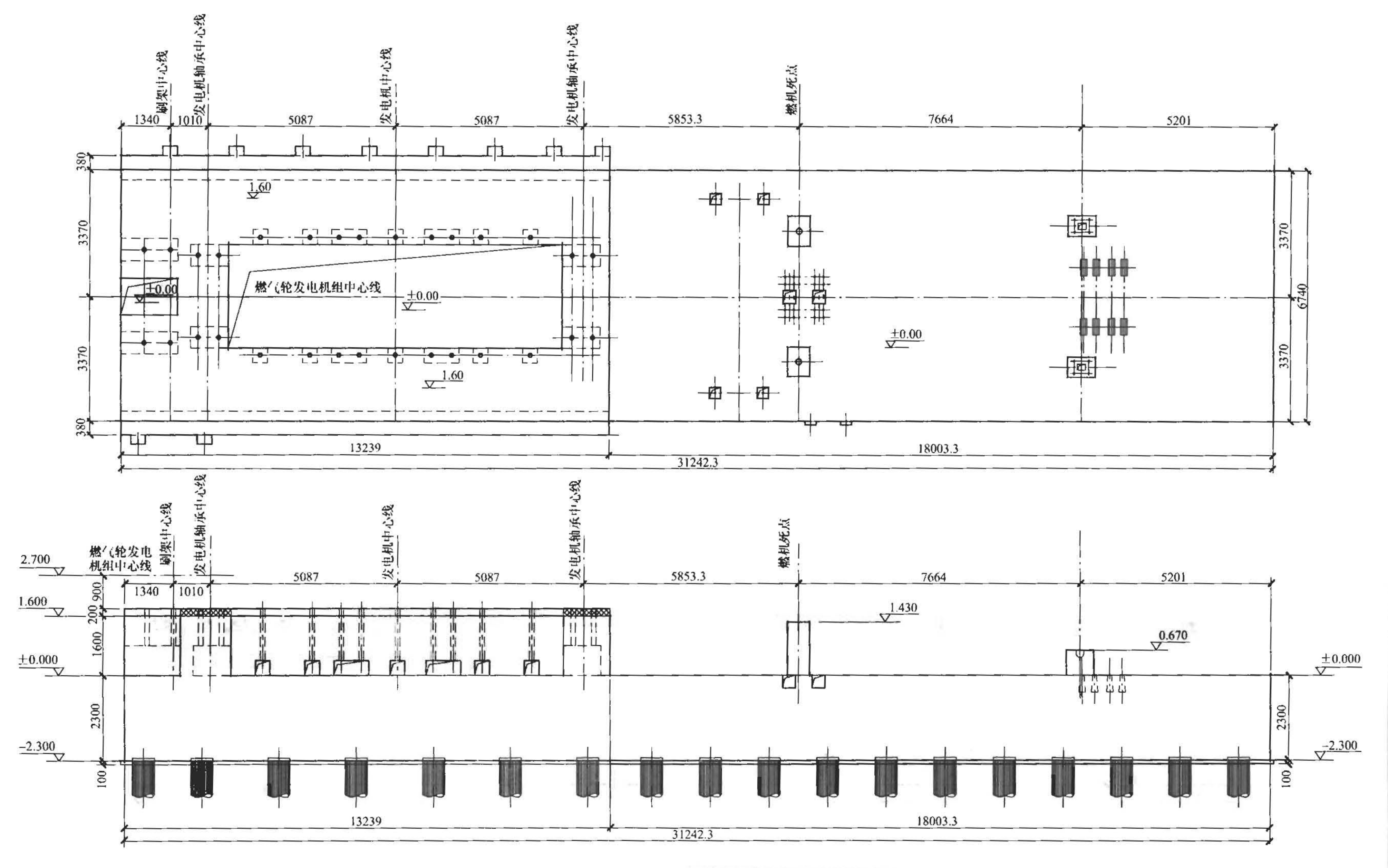


图 11-12　西门子机型 E 级多轴布置联合循环燃气轮机墙式基础平、剖面图

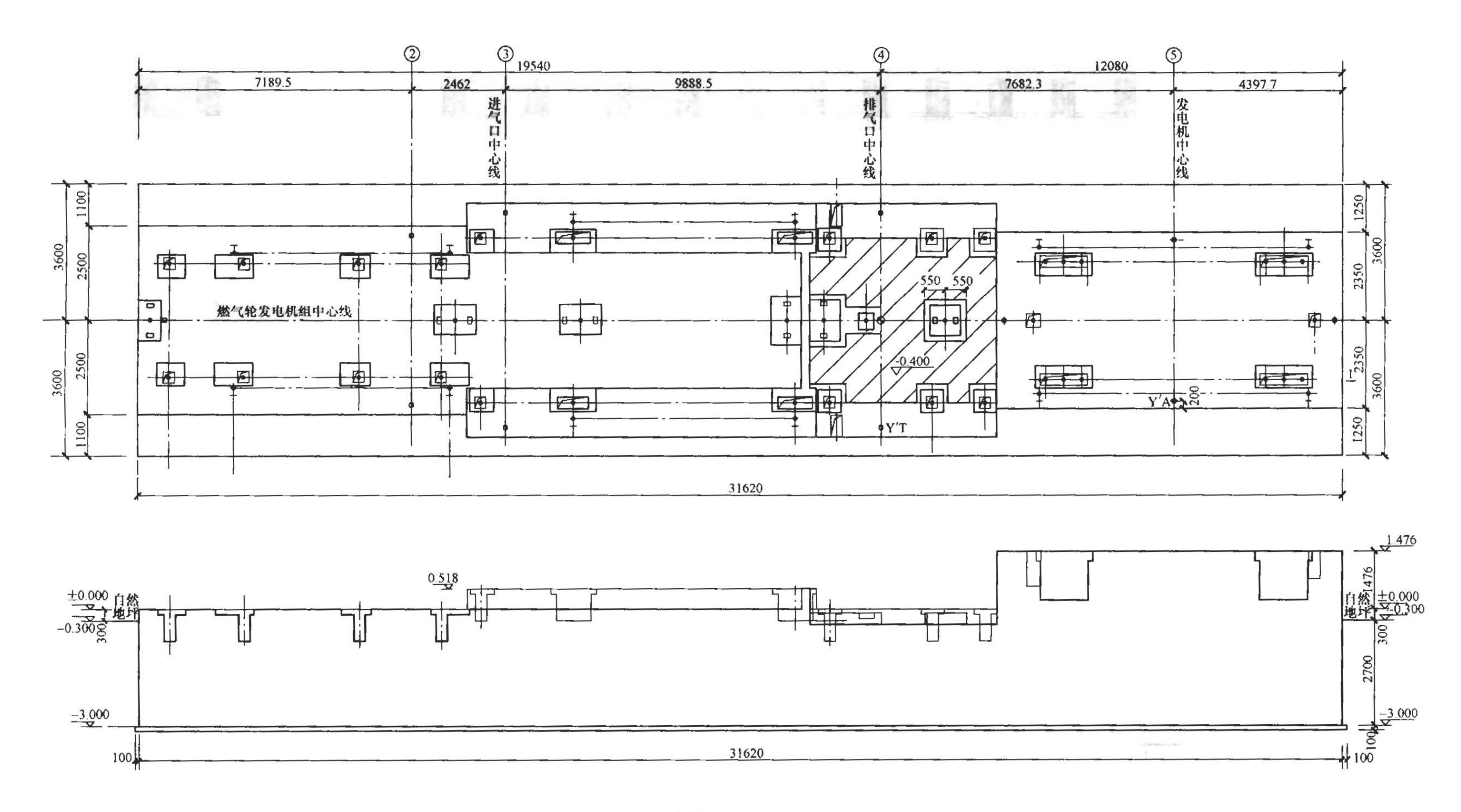


图 11-13 GE 机型 E 级单轴布置联合循环燃气轮机墙式基础平、剖面图

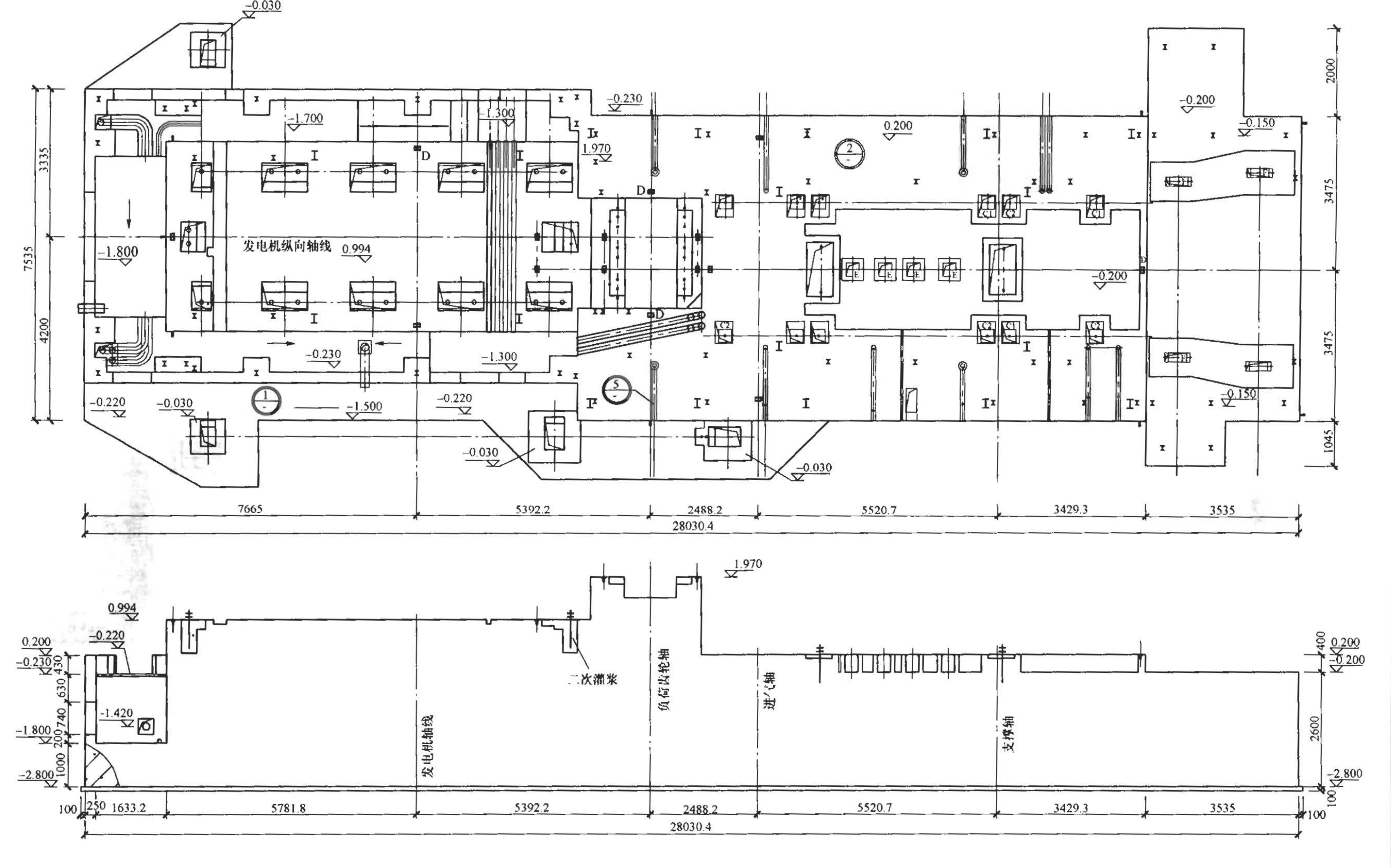


图 11-14　GE 机型 F 级单轴布置联合循环燃气轮机墙式基础平、剖面图

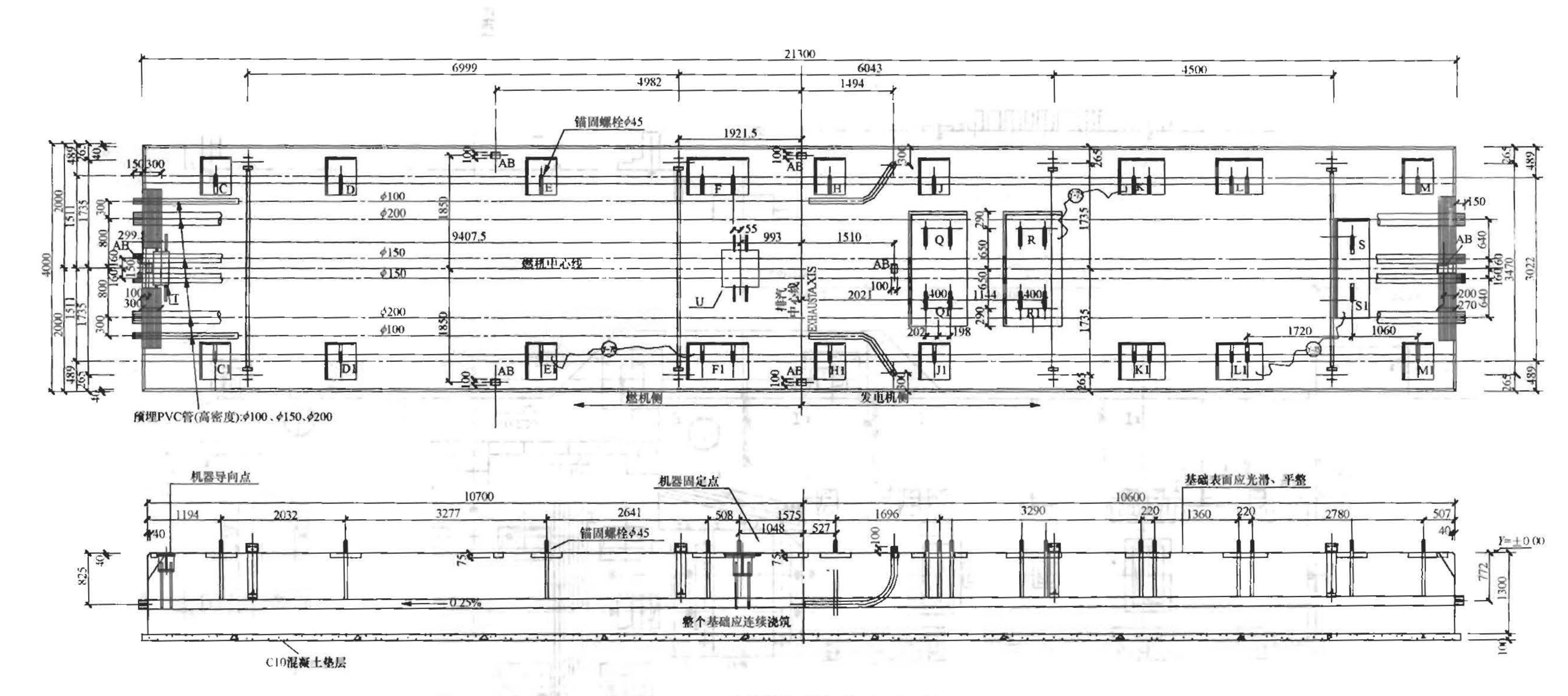


图 11-15　6B 墙式燃气轮机基础平、剖面图

$$D_i = C_i d_i \tag{11-14}$$

$$A_i = (\omega_i)^2 D_i = (2\pi f_i)^2 D_i \tag{11-15}$$

$$A_{\text{SRSS}} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} A_i^2} \tag{11-16}$$

式中 D_i ——i 模态的节点位移，m；

C_i ——地震作用 i 模态参与系数；

d_i ——i 模态的节点特征向量；

A_i ——i 模态的节点加速度，m/s^2；

f_i ——i 模态的频率，Hz；

A_{SRSS} ——节点每一频率加速度的 SRSS 组合，作为节点最大且最可能的加速度，m/s^2。

（2）地震动参数。设备连接点抗震分析时的地震动参数（多遇、基本烈度和罕遇）可征询制造厂意见确定。地震加速度可根据 GB 50011《建筑抗震设计规范》确定，竖向地震取水平地震的 65%。

（3）地震质量和模型。地震质量与振动分析时相同。为考核设备连接点的地震响应，设备连接点可选用刚体单元与基础模型连接。

2. 强度计算

墙式燃气轮机基础强度及配筋需满足正截面、斜截面、受冲切及局部受压承载力要求和构造要求。强度计算的荷载组合详见本章第一节。

四、静变位计算

燃气轮机基础应具有足够的刚度，以确保轴承能保持长时间的对中，并且当真空吸力、温差作用和一些较重的荷载施加在基础上时仍能维持轴承尽量接近对中。保持良好的轴承对中性无论是对设备的振动，还是对转子、轴承及其他部件的完整性与可靠性，都会起到有益的作用。

（1）西门子公司要求以正常运行和长期监控两种状况按旋转偏斜分析、轴承径向变位分析、轴向变形分析。三种方法进行静变位分析，并以相应限值校核。

（2）GE 公司企业标准 GEK-63383 中，以“不对中偏差矩阵”（以下简称 MTM）作为轴承允许偏位程度的定义，用来控制静变位。GE 公司会在每台机组设计图纸中给出相应的 MTM，以供基础设计工程师使用，该矩阵的阶数与轴承的个数一致。

基础设计工程师须分别计算出转子在初始对中后，由真空吸力、温度作用、正常稳定工作扭矩、基础沉降及其他轴承对中后作用在基础上的静态荷载等引起轴承座中心处的横向变位（δT_1、δT_2、…、δT_n）与竖向变位（δV_1、δV_2、…、δV_n），并根据 MTM 评价轴承静变位是否在设备允许范围内。

在进行基础静态刚度分析时，轴承变位可通过假定在轴承座位置处的基础顶面上附着刚性构件来计算。这与中国工程师习惯取杆件截面形心作为变位控制点的做法存在差异。

每个轴承在垂直面上的变位包括竖向变位与横向变位，可根据基础的竖向变位和适当的弯曲变形计算得出，见图 11-16。

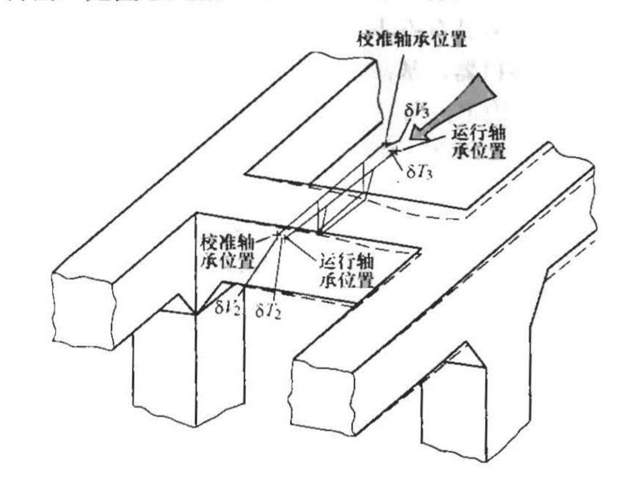


图 11-16 轴承变位示意图

式（11-17）～式（11-19）为评价轴承静变位的计算方法：

$$\{\text{MTM}\} \times \begin{Bmatrix} \delta V_1 \\ \vdots \\ \delta V_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} V_1 \\ \vdots \\ V_n \end{Bmatrix} \tag{11-17}$$

$$\{\text{MTM}\} \times \begin{Bmatrix} \delta T_1 \\ \vdots \\ \delta T_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} T_1 \\ \vdots \\ T_n \end{Bmatrix} \tag{11-18}$$

$$\begin{Bmatrix} \sqrt{V_1^2 + T_1^2} \\ \vdots \\ \sqrt{V_n^2 + T_n^2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_1 \\ \vdots \\ R_n \end{Bmatrix} \tag{11-19}$$

式中 $\{\text{MTM}\}$ ——GE 公司给出的供静变位计算的矩阵；

δV_n ——计算得出的轴承竖向变位；

δT_n ——计算得出的轴承横向变位。

式（11-19）所计算出的 R 是一个百分数，用来衡量每个轴承静变位的严重程度。在前文述及的所有荷载共同作用下，每个轴承所计算出的该值均须小于 100%，否则基础的刚度不能满足设备正常运行的要求，这就是控制轴承的静变位要求。

另外，由于 {MTM} 未包括某些可能发生的不确定因素所引起的轴承静变位，因此基础设计工程师在设计基础时计算出的 R 尚需有一定的富余度，以确保包括那些不确定因素产生的轴承静变位。

五、构造要求

墙式燃气轮机基础应独立布置，其四周应留有与

其他结构隔开的变形缝。基础混凝土的强度等级；基础混凝土不应小于 C25；二次灌浆层宜优先采用流动性好的高强微膨胀灌浆料，也可采用比顶板高一强度等级的细石混凝土。

基础用的钢筋一般采用 HPB、HRB 级钢。钢筋的强度标准值应具有不小于 95%的保证率。

为安装机器，基础应设置二次灌浆层，具体做法按工艺要求确定。当二次灌浆层厚度大于 50mm 时，可在基础面预留直径 8～10mm、间距 200～300mm 的插筋。

墙式燃气轮机基础底板各面均应设置钢筋网。底板板顶和板底的钢筋最小配筋率为 0.10%～0.15%，底板薄时取大值；底板侧面四周的钢筋网钢筋直径宜为 16～20mm，间距宜为 200～250mm。

当底板厚度 $D>1.2$m 时，尚宜在板厚中部加设双向钢筋网，钢筋直径不小于 12mm，间距不大于 300mm。当 $1.2\text{m}<D\leq 2\text{m}$，可设一层；当 $2\text{m}<D\leq 3\text{m}$，可设两层；当 $3\text{m}<D\leq 4\text{m}$，可设三层。

墙式燃气轮机基础还应遵守动力基础和相关设计规范的构造要求。

第三节　框架式燃气轮机基础

一、基础和模型

框架式基础可按柱脚刚接考虑，框架式基础分析的结构模型参照汽轮发电机基础的结构模型，可选用实体、板壳和杆件弹性单元，建立三维空间分析模型。模型的边界条件，可于柱底（底板顶部）或柱在 1/4 底板厚度处固结，如图 11-17 所示。框架式燃气轮机基础三维有限元模型可采用通用有限元软件 ANSYS 或 SAP2000 等建立，配筋可采用 SAP2000 计算。

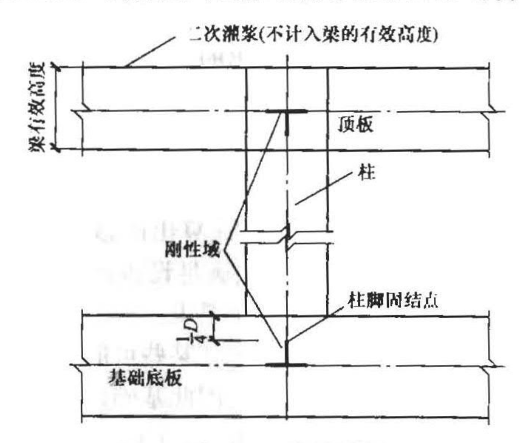


图 11-17　柱在 1/4 底板厚度处固结

D—地板厚度

典型框架式燃气轮机基础平、剖面图如图 11-18～图 11-20 所示。

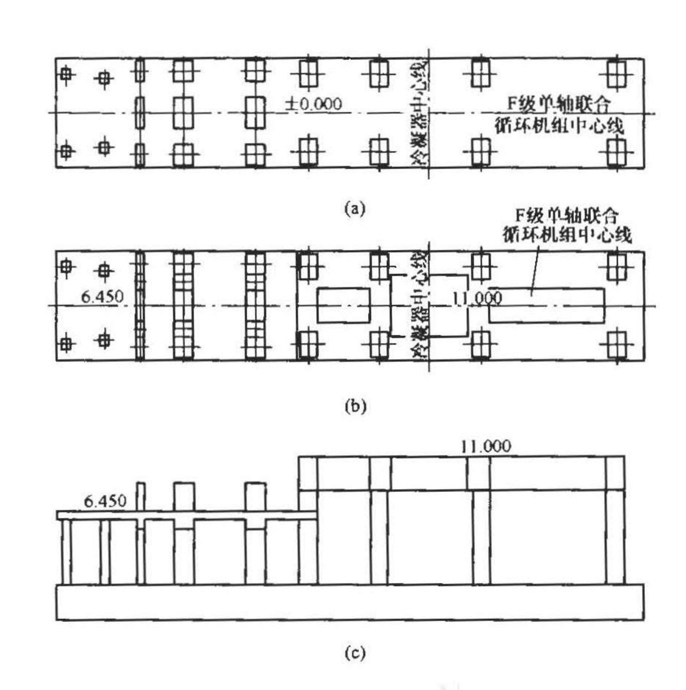


图 11-18　GE 公司制造 F 级框架式燃气轮机基础典型平、剖面图

（a）±0.000m 层平面布置图；（b）运转层，夹层平面布置图；（c）基础立面布置图

二、动力计算

如厂家提供计算标准，则框架式燃气轮机基础应按照厂家标准进行动力计算；如厂家未提供计算标准，可按照 GB 50040 进行动力计算。

计算振幅时，宜采用空间多自由度体系。一般情况下，只需计算扰力作用点三个方向的振幅 A。计算振幅时，可取工作转速一定范围内（一般取±25%）的最大振幅作为工作转速时的计算振幅。0～0.75 倍工作转速范围内的计算振幅应不大于 1.5 倍的容许振幅值。

计算振幅时，任意转速时的扰力 P_{oi} 按式（11-20）计算：

$$P_{oi}=P_{gi}\left(\frac{n_0}{n}\right)^2 \tag{11-20}$$

式中　P_{oi}——任意转速时 i 点的扰力值，kN；

P_{gi}——工作转速时 i 点的扰力值，kN；

n_0——任意转速，r/min；

n——工作转速，r/min。

对工作转速 n 为 3000r/min 的框架式基础，计算振幅时，地基可按刚性考虑（不考虑地基弹性的影响）；$n\leq 1500$r/min 的基础宜考虑地基的弹性，此时地基的刚度系数可按 GB 50040 的有关规定选用。

当有 r 个扰力作用时，质点的振幅 A_i（mm）按式（11-21）计算：

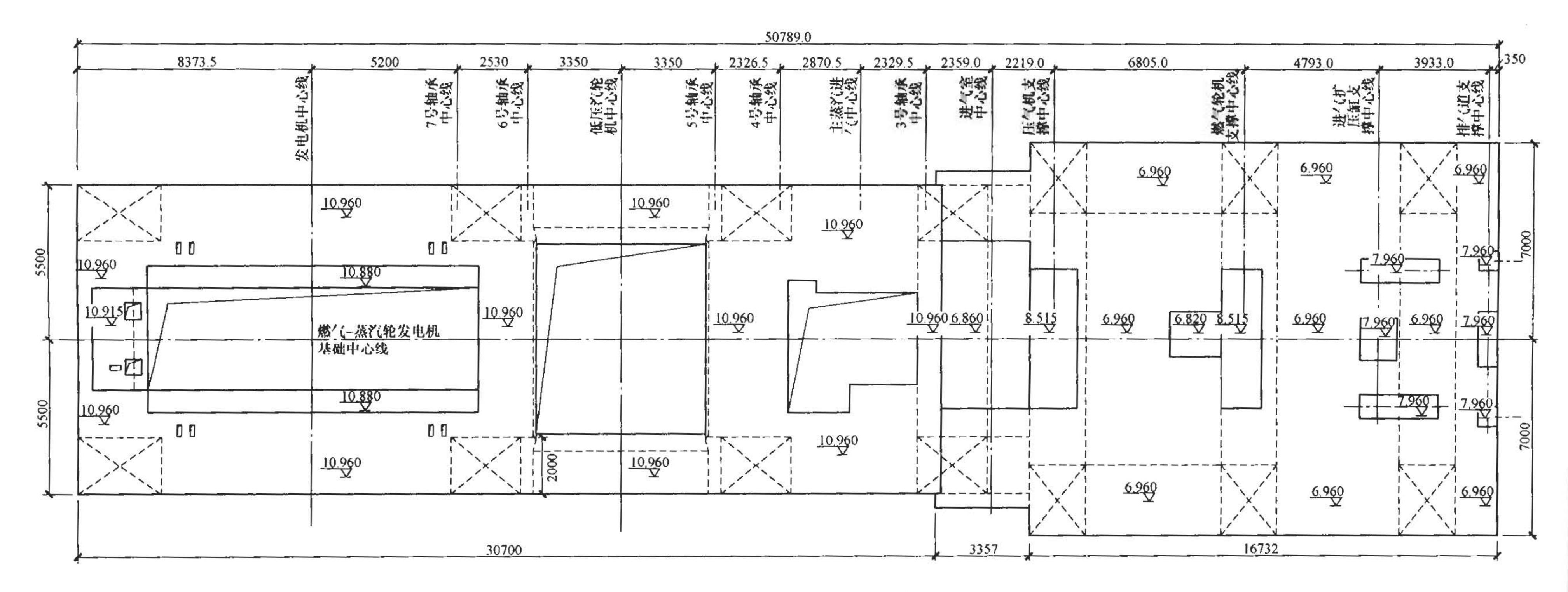


图 11-19 三菱公司制造 F 级框架式燃气轮机基础平面图

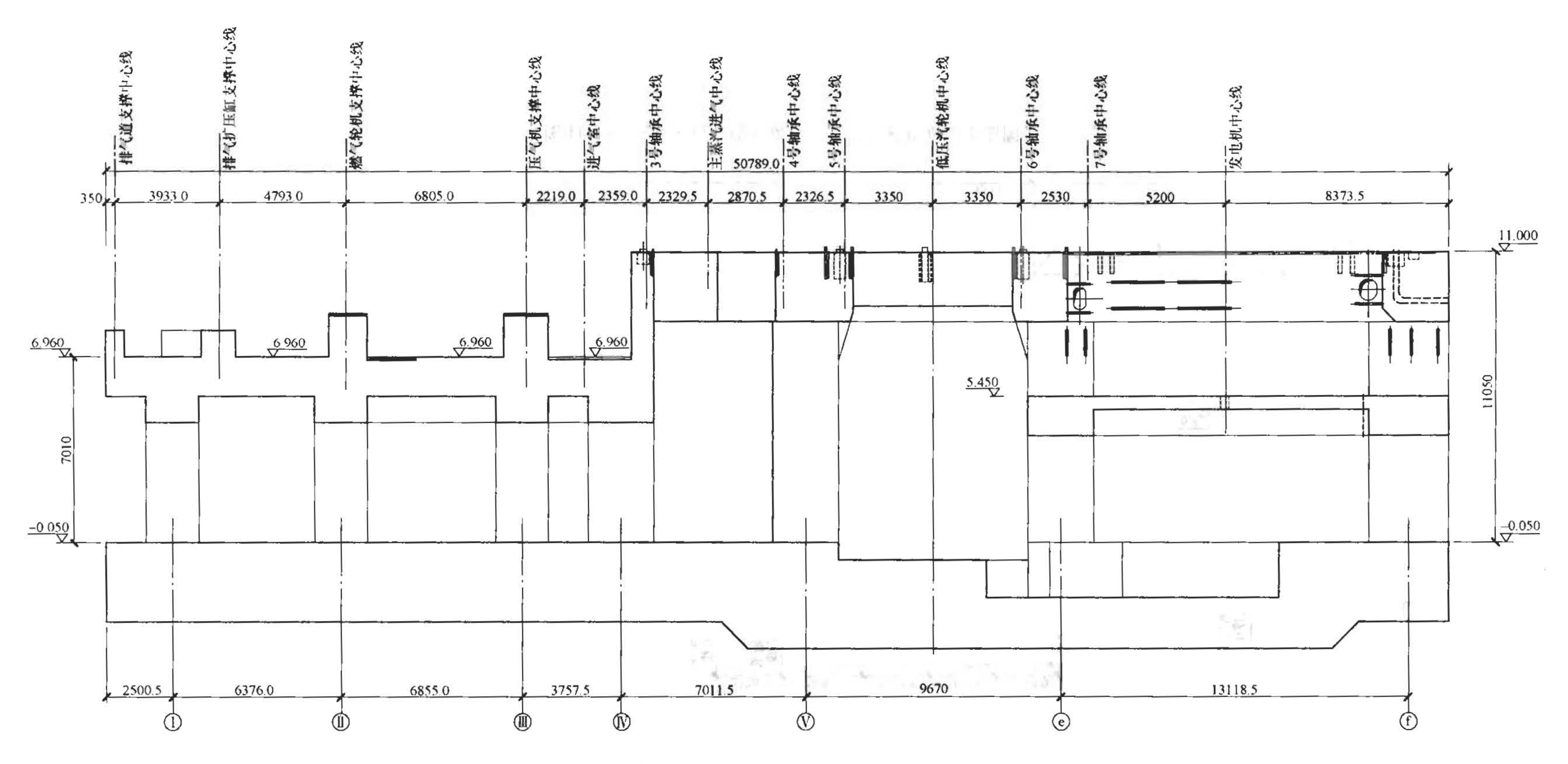


图 11-20　三菱公司制造 F 级框架式燃气轮机基础纵剖面图

$$A_i=\sqrt{\sum_{k=1}^{r}A_{ik}^2} \qquad (11\text{-}21)$$

式中 A_{ik}——第 k 个扰力对质点 i 产生的振幅值，mm。

计算构件的动内力时，可采用空间多自由度体系直接计算动内力或按当量荷载进行简化分析，简化计算方法见 GB 50040。按空间多自由度体系计算动内力时，应取 1.25 倍机器工作转速范围内的最大动内力值作为控制值。

在 r 个扰力作用时，质点 i 的动内力 S_i 应按式（11-22）计算：

$$S_i=\sqrt{\sum_{k=1}^{r}S_{ik}^2} \qquad (11\text{-}22)$$

式中，S_i——第 k 个扰力对 i 点产生的动内力。

按空间多自由度体系进行动力分析，建立杆系计算模型时，宜符合下列要求：

（1）采用凝聚质量和忽略转动惯量假定，将基础梁柱的质量平均地向两端质点集中，设备质量也作为集中质量向质点凝聚。

（2）每个质点有 6 个自由度，即 3 个线位移自由度和 3 个角位移自由度。

（3）所有杆件均考虑与杆端自由度相应的伸缩、剪切、扭转及弯曲变形。

（4）应在梁柱交点、纵横梁交点、质量较大的设备中点、变截面处及扰力作用点设置质点。质点的编号宜尽量连续，同时宜保证有足够的质点数量，以避免遗漏振型。

（5）柱的总长可取底板顶至运转层梁中心线的距离；纵横梁的跨度可取柱中心线之间的距离；当各榀框架的跨度之差小于 30%时，可统一取其平均值，否则应通过在跨度大的梁端设置刚性域来调整。

三、静力计算

框架式燃气轮机基础地震分析及强度计算方法可参考本章第二节。

四、静变位计算

框架式燃气轮机基础静变位方法可参考本章第二节。

五、构造要求

框架式燃气轮机基础配筋构造要求可参考本手册第十章第三节。

第四节 计 算 算 例

一、概况

本算例依据 9F 级西门子燃气轮机基础和该工程的设计条件，选用 ANSYS 程序进行了振动、地震和静变位分析。

二、基础和模型

1．基础

燃气轮发电机组为单轴配置，汽轮发电机为 HE 型、竖向低位布置，沿纵向依次布置燃气轮机、发电机、H 和 E 汽轮机。燃气轮机基础由 126 根 32m 长 PHC-B600（130）桩、筏形底板和块体与墙体设备基础组成。±0.000m 以下筏形底板：长×宽×厚=53.2m×（6.2～8.0）m×2.5m。桩、底板和块体与墙体设备基础分别由 COMBIN14 弹簧单元、8 节点的 SOLID45 和 20 节点的 SOLID95 实体单元建立。模型如图 11-21 和图 11-22 所示。

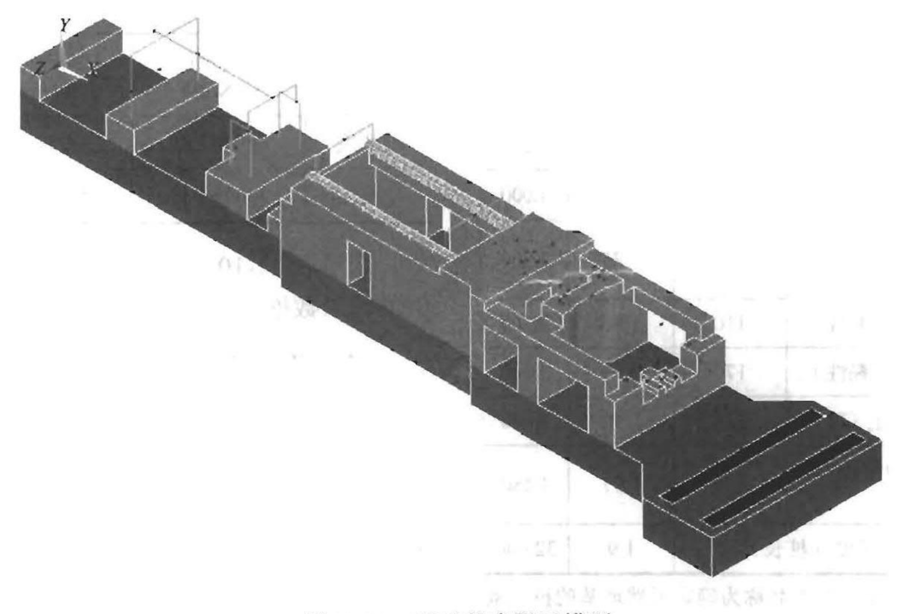


图 11-21 基础的有限元模型

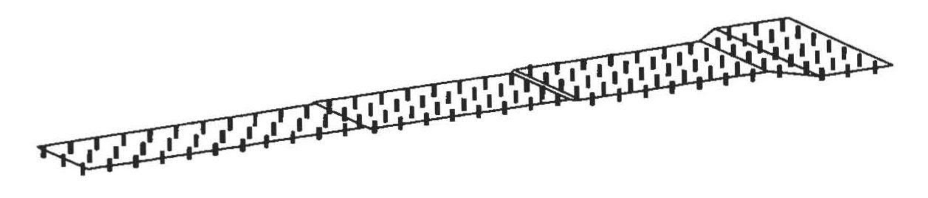


图 11-22　126 根 PHC-B600（130）桩

2. 设备和基础的重量

转子总重 2148kN，自 E 汽轮机至燃气轮机分布于 8 个轴承，重量如表 11-7 所示。

3. 单桩刚度

（1）动刚度。各土层物理力学性质指标推荐值如表 11-8 所示。

表 11-7　轴承转子和重量

部位	标号	节点号	重量（kN）
E 汽轮机	BRG1，W1	20001	330.00
	BRG2，W2	20002	295.00
H 汽轮机	BRG3，W3	20003	50.00
	BRG4，W4	20004	35.00
发电机	BRG5，W5	20005	299.00
	BRG6，W6	20006	315.00
燃气轮机	BRG7，W7	20007	474.00
	BRG8，W8	20008	350.00
总重			2148.00

表 11-8　各土层物理力学性质指标推荐值

层号	地层名称	承载力特征值（kN/m²）	质量密度（g/cm³）	厚度（m）
①1	灰黄色人工填土（砂土）	85	1.92	0.000
①2	灰黄色淤泥质粉质黏土（砂土）	45	1.83	2.120
②3-1	灰黄色粉质黏土（粉土）	75	1.95	7.500
②3-2	灰色砂质粉土（粉土）	115	1.92	4.200
④1	灰色淤泥质黏土（砂土）	75	1.79	4.000
④2	灰色淤泥质粉质黏土（砂土）	80	1.85	2.200
⑤1	灰色粉质黏土（黏性土）	110	1.86	2.200
⑥	暗绿色黏性土（黏性土）	170	1.99	2.600
⑦1	灰黄色砂质粉土（粉土）	240	1.92	3.000
⑦2	草黄、灰色粉细砂（粉土）	360	1.97	4.180
平均质量密度和总厚度（桩长）			1.9	32.000

注　“地层名称”项中（）内名称为确定天然地基的抗压刚度系数（见 GB 50040—1996 表 3.3.2）的计算依据。

单桩水平刚度由底板底面的抗剪刚度和底板侧面回填土的抗侧刚度的总和除以桩数 126，抗剪刚度按 GB 50040 确定，抗侧刚度按侧面回填土压缩模量 80kN/m³ 乘以底板单侧面积得到。

单桩的竖向刚度 K_v=756098.32899kN/m，单桩的水平刚度如表 11-9 所示，桩的阻尼比如表 11-10 所示，按 GB 50040 计算得出桩的水平向阻尼比为 0.1870，竖向阻尼比为 0.0935。

表 11-9　单桩的水平刚度

基础类型	方向	抗侧刚度（kN/m）	抗剪刚度（kN/m）	抗剪刚度提高系数	K_{ha}（kN/m）
普通基础	纵向（x）	13.24	43846.38	2.02	43859.62
	横向（z）	84.29	43846.38	2.02	43930.67

基础类型	方向	K_{hb}（kN/m）	K_{ha}/K_v	K_{hb}/K_v
普通基础	纵向（x）	88674.44	0.058	0.117
	横向（z）	88745.49	0.058	0.117

注　K_{ha} 为不考虑抗剪刚度提高系数单桩的水平刚度；K_{hb} 为考虑抗剪刚度提高系数单桩的水平刚度。

（2）静刚度。单桩的竖向刚度和水平刚度可分别为 346407.85kN/m 和 8938.55kN/m，由竖向和水平试桩曲线确定。

单桩的竖向和水平刚度计算值如表 11-10 所示。

表 11-10　单桩的竖向和水平刚度计算值

工况	竖向刚度（kN/m）	水平刚度（kN/m）	水平向与竖向刚度之比
静刚度	346407.85	8938.55	0.026
动刚度	756098.33	88674.44	0.117

选用表 11-10 中单桩的竖向和水平刚度作为本算例的输入数据。

三、振动分析

1. 动力质量和模型

基础承受的永久荷载可作为基础动力计算的动力质量。基础动力质量应包括桩、底板、设备基础、设备基础的二次浇灌层（仅考虑重量，忽略刚度）和设备重量。

单桩的参振质量按 GB 50040 计算，竖向和水平向分别为 1174g 和 470g。

底板和设备基础的自重通过单元的密度输入由程序自动计算。

发电机两侧纵梁上的二次浇灌层选用面质量单元（SURF154）加载，SURF154 可利用实体单元顶面节点建立。

设备重量的大小和位置应按设备厂家提供的荷载资料 LC1+LC2 或 LC17 确定。

选用板壳单元（SHELL63）以均布荷载型式加载在发电机两侧纵梁上的发电机设备荷载（不含转子）和凝汽器荷载。

选用刚体单元或刚性杆和质量单元（Mass21）依据梁的平截面假定和厂家提供的底脚螺栓位置，以集中质量型式加载设备和转子荷载，如图 11-23、图 11-24 和表 11-11、表 11-12 所示。

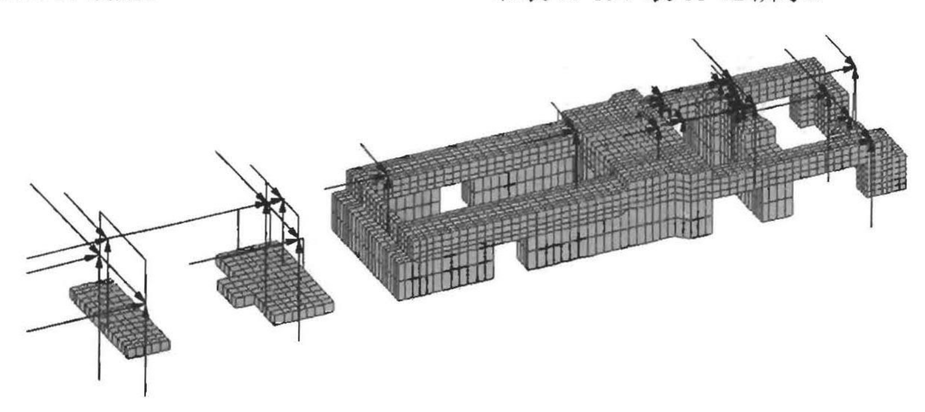


图 11-23 以集中质量型式加载的设备和转子荷载（LC1+LC2）

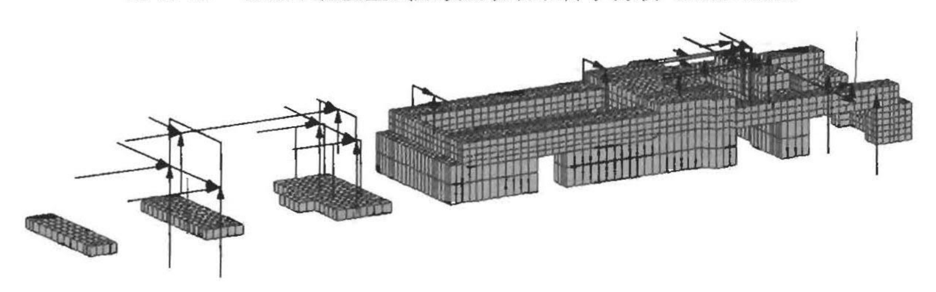


图 11-24 以集中质量型式，加载的设备和转子荷载（LC17）

表 11-11 以集中质量型式加载的设备和转子荷载（LC1+LC2） （kN）

位 置	节点号	F_x	F_y	F_z
W1	20001	330	330	330
W2	20002	295	295	295
W3	20003	50	50	50
W4	20004	35	35	35
W5	20005	299	299	299
W6	20006	315	315	315
W7	20007	350	350	350
W8	20008	474	474	474
L1	20011	116	116	116
L2	20021	154	154	154
L3	20031	176	176	176
S	20041	40	40	40
V1	20042	70	70	70
E4	20101	471	471	471
E3	20102	471	471	471

续表

位 置	节点号	F_x	F_y	F_z
H3	20201	121	121	121
H4	20202	113	113	113
E1	20203	431	431	431
E2	20204	431	431	431
H1	20301	121	121	121
H2	20302	113	113	113
P5	20701	549	549	549
P4	20702	549	549	549
P6	20703	33	33	33
P6	20704	33	33	33
P2	20801	782	782	782
P1	20802	782	782	782

表 11-12 以集中质量型式，加载的设备和转子荷载（LC17） （kN）

位 置	F_x	F_y	F_z
W2	847	440	440

续表

位　置	F_x	F_y	F_z
W3	173	49	221
W4	0	34	34
W5	0	293	293
W6	0	309	309
W7	350	350	350
W8	474	474	474
L1	113	113	113
F1	0	0	1181
F2	0	0	858
F3	858	0	0
L3	0	173	0
F4	0	0	262
S	39	39	39
V1	70	70	70
E4	0	610	0
E3	0	610	0
H3	262	131	0
H4	262	131	0
E1	0	410	0
E2	0	410	0
E5	858	0	0
E6	858	0	0
H1	0	131	0
H2	0	131	0
P5	549	549	549
P4	549	549	549
P6	33	33	33
P6	33	33	33
P2	782	782	782
P1	782	782	782

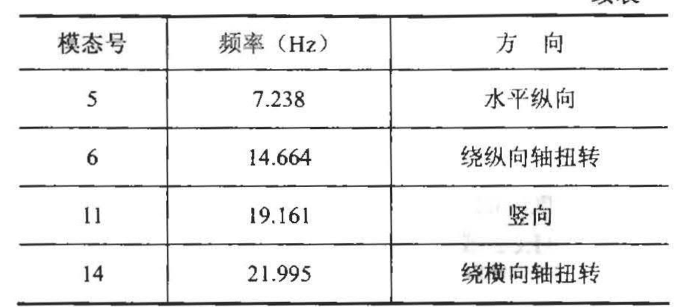
2. 特征值分析

选用一致质量凝聚法和 Lanczos 方法进行特征值分析，计算截止频率 65（Hz），计算频率数 70，动力质量由 LC1+LC2 确定，根据参振质量比判别 6 个基本振型，如表 11-13 所示。

表 11-13　　6 个 基 本 振 型

模态号	频率（Hz）	方　向
1	5.827	水平横向
2	6.945	绕竖向轴扭转

续表



模态号	频率（Hz）	方　向
5	7.238	水平纵向
6	14.664	绕纵向轴扭转
11	19.161	竖向
14	21.995	绕横向轴扭转

各基本振型如图 11-25～图 11-30 所示。

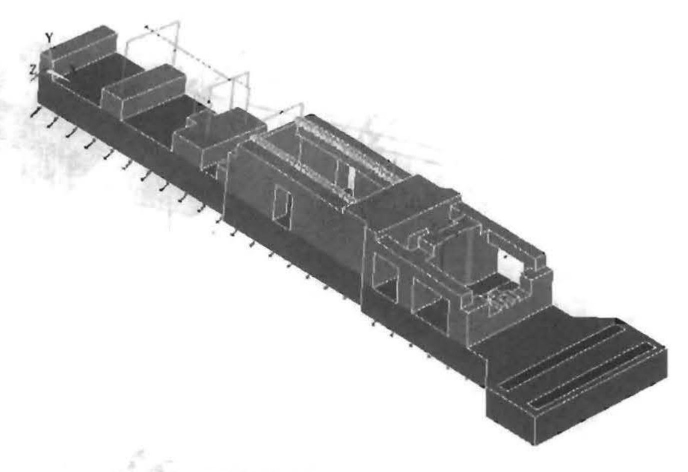


图 11-25　模态 1 水平横向振型（5.827Hz）

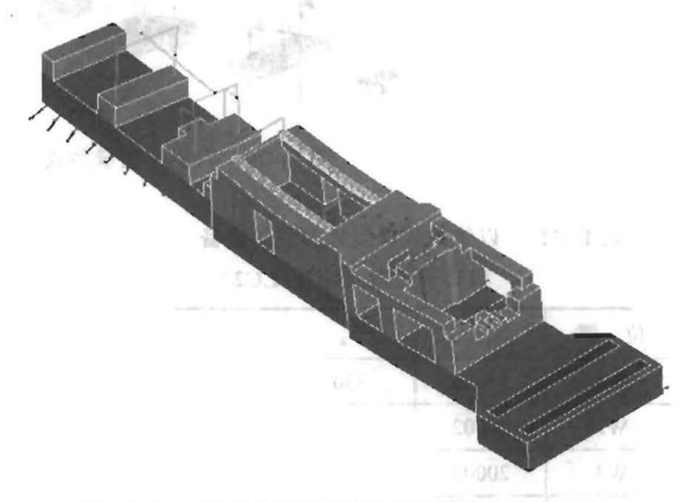


图 11-26　模态 2 绕竖向轴扭转振型（6.945Hz）

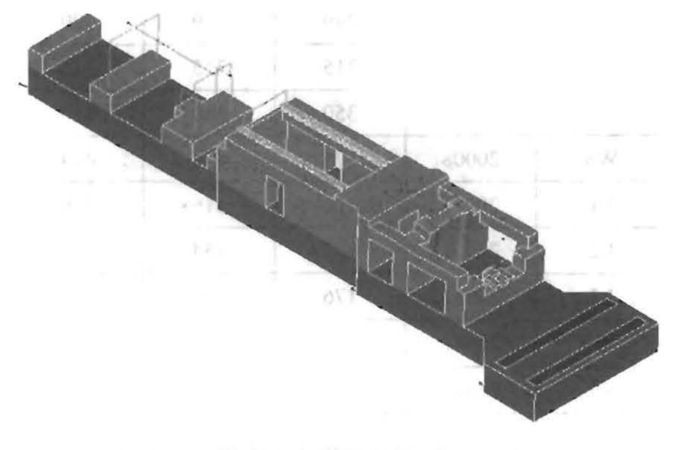


图 11-27　模态 5 水平纵向振型（7.238Hz）

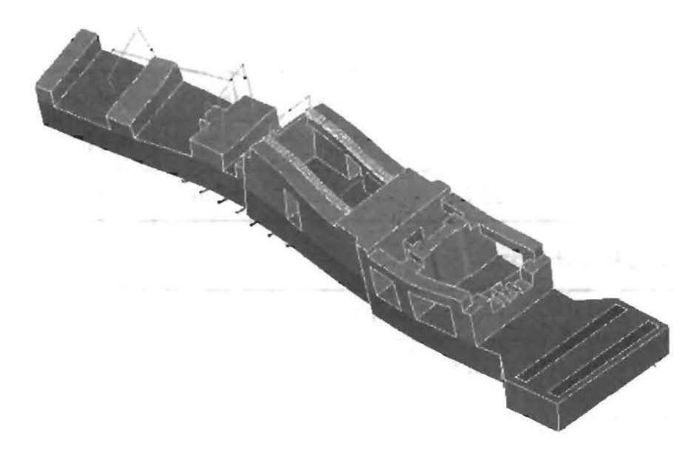


图 11-28 模态 6 绕纵向轴扭转振型（14.664Hz）

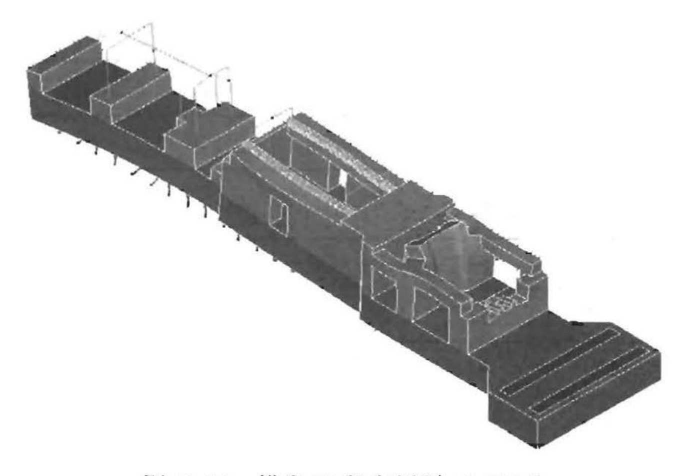


图 11-29 模态 11 竖向振型 19.161Hz

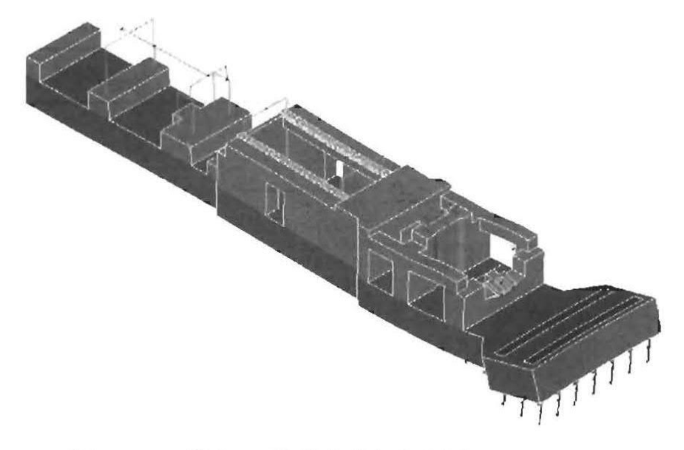


图 11-30 模态 14 绕横向轴扭转振型（21.995Hz）

图 11-25～图 11-30 表明，选用弹性实体单元建立的桩基模型，其特征值分析的基本振型均含有弹性变形。

3. 强迫振动分析

（1）扰力。

扰力的幅值计算如下：

$P_{oi} \approx 0.08 M_{gi} g$（评估频率范围为常数）

$P_{oi} \approx 0.08 M_{gi} g(\Omega / \omega)^2$（评估频率范围为变量）

各轴承座的转子重量及扰力如表 11-14 所示。

表 11-14 转子重量及扰力

部位	标号	节点号	转子重量（kN）	扰力（kN）
E 汽轮机	BRG1，W1	20001	330.00	26.40
E 汽轮机	BRG2，W2	20002	295.00	23.60
H 汽轮机	BRG3，W3	20003	50.00	4.00
H 汽轮机	BRG4，W4	20004	35.00	2.80
发电机	BRG5，W5	20005	299.00	23.92
发电机	BRG6，W6	20006	315.00	25.20
燃气轮机	BRG7，W7	20007	350.00	28.00
燃气轮机	BRG8，W8	20008	474.00	37.92
总重			2148.00	171.84

（2）振动幅值设计值的组合方法和评估。将扰力分别作用于每个轴承的响应值的平方和的平方根，作为振动幅值设计值。位移和速度振动幅值设计值可按表 11-2 和表 11-3 评估，关于纵向振动幅值设计值，可取竖向扰力作用的纵向振动幅值。对于扰力分别作用的每个轴承响应值，选用 Ansys 的谐响应分析方法分析。对于响应值的平方和的平方根，选用 Excel 等数据软件进行处理。

（3）强迫振动计算结果。选用动力质量为 LC1+LC2；恒定阻尼比 2%；材料阻尼比 2%；桩阻尼比按实际输入；分析截止频率 65Hz；采样频率范围 30～70Hz；评估频率范围 40～60Hz。扰力在评估频率范围内为常数，分析结果见表 11-15～表 11-17 和图 11-31、图 11-32。

表 11-15 竖向扰力作用下竖向振动位移设计最大值

轴承号	BRG1	BRG2	BRG3	BRG4	BRG5	BRG6	BRG7	BRG8
最大值（μm）	0.86	3.63	1.80	1.42	2.49	3.04	3.22	2.54
频率范围（40～45，Hz）	40.11	40.11	44.68	42.67	40.11	42.20	42.77	42.50
最大值（μm）	2.08	2.65	2.87	1.35	1.56	2.29	2.45	2.04
频率范围（45～55，Hz）	53.24	53.47	51.77	47.87	51.77	51.77	45.02	54.80

续表

轴承号	BRG1	BRG2	BRG3	BRG4	BRG5	BRG6	BRG7	BRG8
最大值（μm）	1.73	2.26	2.12	0.81	1.37	1.60	0.89	4.08
频率范围（55～60，Hz）	55.25	55.25	55.25	55.25	55.25	55.25	59.76	59.76

表 11-16　　横向扰力作用下横向振动位移设计最大值

轴承号	BRG1	BRG2	BRG3	BRG4	BRG5	BRG6	BRG7	BRG8
最大值（μm）	18.42	3.01	5.48	4.69	23.28	28.13	4.79	8.89
频率范围（40～45，Hz）	40.11	40.11	40.11	40.11	42.20	42.50	40.11	40.11
最大值（μm）	11.60	1.98	2.77	2.54	12.98	16.68	3.49	6.68
频率范围（45～55，Hz）	45.02	45.02	53.56	45.02	45.02	45.02	45.02	45.02
最大值（μm）	8.52	1.26	2.63	2.42	10.70	9.31	2.77	6.31
频率范围（55～60，Hz）	55.25	55.25	58.24	58.24	59.76	59.76	55.25	55.25

表 11-17　　竖向扰力作用下纵向振动位移设计最大值

轴承号	BRG1	BRG2	BRG3	BRG4	BRG5	BRG6	BRG7	BRG8
最大值（μm）	0.45	0.17	2.21	2.21	1.55	3.08	3.22	3.22
频率范围（40～45，Hz）	40.11	43.39	40.11	40.11	40.11	40.11	40.11	40.11
最大值 μm）	0.24	0.23	4.02	4.02	2.05	3.69	1.05	1.05
频率范围（45～55，Hz）	45.02	48.85	52.25	52.25	53.12	54.80	45.02	45.02
最大值（μm）	0.12	0.31	3.27	3.27	2.21	3.69	0.81	0.81
频率范围（55～60，Hz）	55.25	59.76	58.25	58.25	59.76	55.25	59.76	59.76

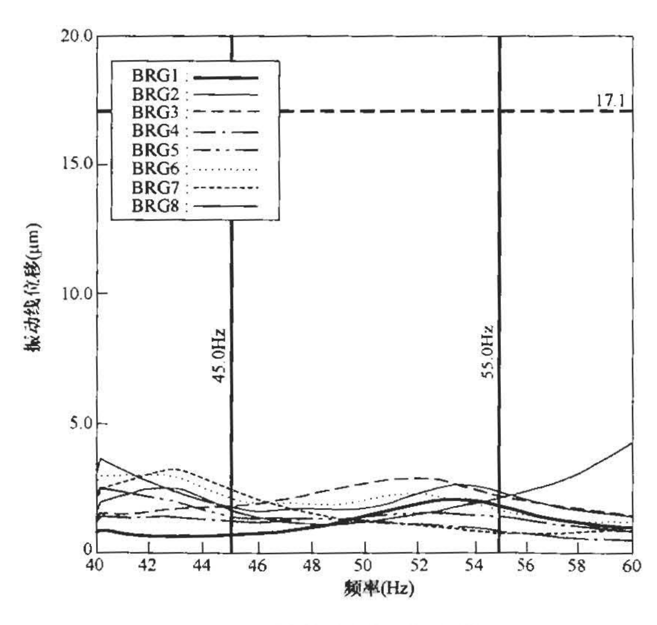


图 11-31　竖向振动线位移频幅曲线

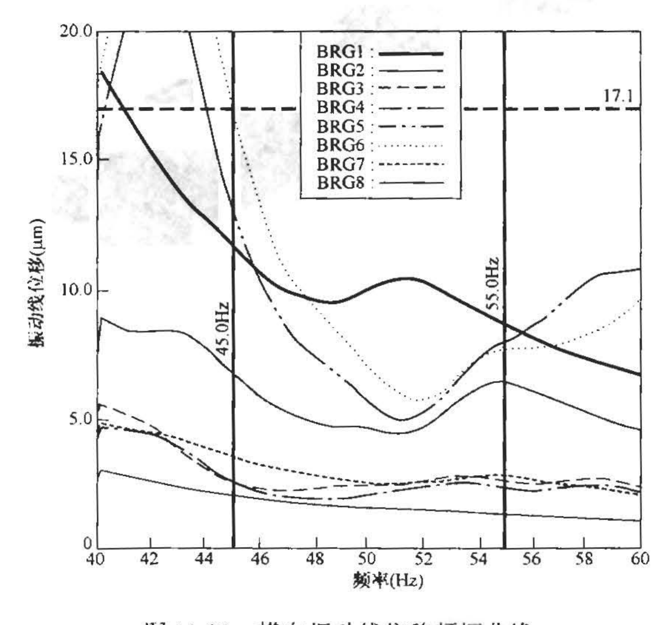


图 11-32　横向振动线位移频幅曲线

表 11-15～表 11-17 表明，工作频率±10Hz 范围内，轴承中心点振动位移设计最大值均小于限值 17.1μm。振动位移设计最大值发生于 6 号轴承，在横向扰力作用下横向振动位移设计值为 16.68μm。

采样频率范围 0～65Hz；评估频率范围 0～57.5Hz。扰力在评估频率范围内为变量，分析结果见表 11-18～表 11-20 和图 11-33、图 11-34。

表 11-18～表 11-20 表明，在工作频率 45～

57.5Hz 范围内，轴承中心点振动位移设计最大值均小于极限值 17.1μm。振动位移设计最大值发生于 6

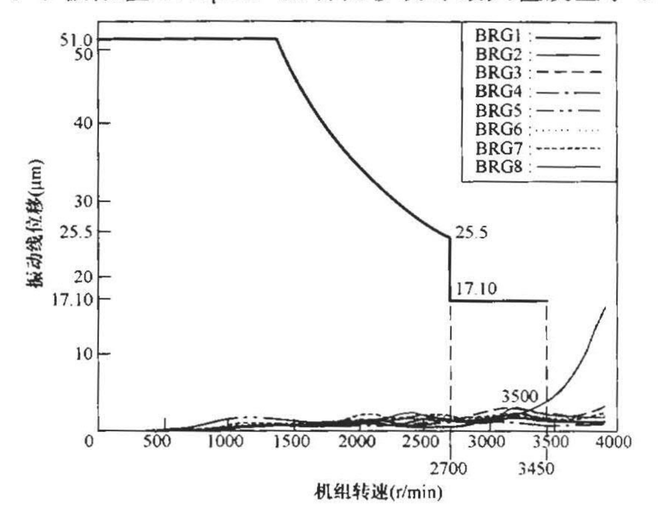


图 11-33 竖向振动线位移频幅曲线

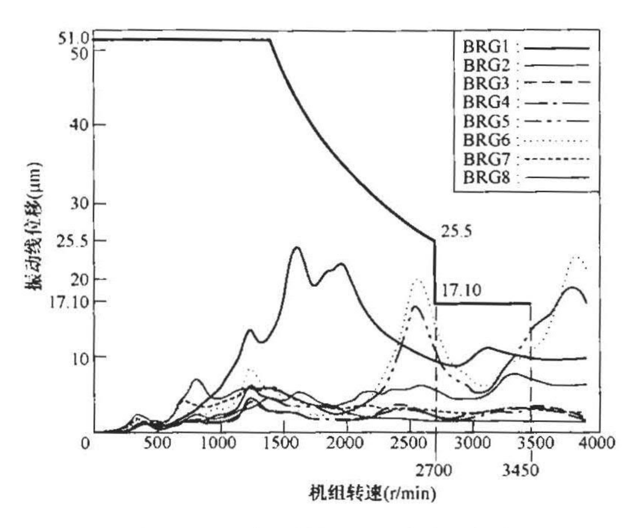


图 11-34 横向振动线位移频幅曲线

号轴承，在横向扰力作用下，横向振动位移设计值为 13.52μm。

表 11-18 竖向扰力作用下竖向振动位移设计最大值

轴承号	BRG1	BRG2	BRG3	BRG4	BRG5	BRG6	BRG7	BRG8
最大值（μm）	0.56	2.33	1.44	1.04	1.60	2.19	2.38	1.85
频率范围（40～45，Hz）	44.68	40.11	44.68	43.15	40.11	42.67	43.15	42.75
最大值（μm）	2.38	3.04	3.13	1.26	1.74	2.47	1.99	3.64
频率范围（45～57.5，Hz）	53.64	53.76	52.46	49.37	53.76	52.25	45.02	57.22
最大值（μm）	1.64	2.28	2.38	0.82	1.41	1.72	1.28	5.82
频率范围（57.5～60，Hz）	57.51	57.51	57.51	57.51	57.51	59.76	59.76	59.76

表 11-19 横向扰力作用下横向振动位移设计最大值

轴承号	BRG1	BRG2	BRG3	BRG4	BRG5	BRG6	BRG7	BRG8
最大值（μm）	11.86	1.93	3.52	3.10	16.69	20.39	3.16	6.17
频率范围（40～45，Hz）	40.11	40.11	40.11	41.85	42.44	42.67	42.50	43.02
最大值（μm）	11.06	1.60	3.33	3.04	12.55	13.52	3.39	7.70
频率范围（45～57.5，Hz）	52.25	45.02	57.22	57.22	57.22	45.02	54.80	55.25
最大值（μm）	9.88	1.47	3.58	3.31	15.28	13.30	3.13	7.05
频率范围（57.5～60，Hz）	57.51	57.51	58.51	58.51	59.76	59.76	57.51	57.51

表 11-20 竖向扰力作用下纵向振动位移设计最大值

轴承号	BRG1	BRG2	BRG3	BRG4	BRG5	BRG6	BRG7	BRG8
最大值（μm）	0.29	0.13	1.56	1.56	1.04	1.98	2.07	2.07
频率范围（40～45，Hz）	40.11	44.68	44.68	44.68	44.68	40.11	40.11	40.11
最大值（μm）	0.22	0.25	4.42	4.42	2.34	4.43	0.85	0.85
频率范围（45～57.5，Hz）	48.18	54.80	52.90	52.90	53.56	54.80	45.02	45.02
最大值（μm）	0.15	0.44	3.99	3.99	3.15	4.76	1.15	1.15
频率范围（57.5～60，Hz）	59.76	59.76	55.25	55.25	59.76	59.76	59.76	59.76

4. 动刚度分析

（1）设备动刚度设计要求。本项内容依据厂家对燃气轮机设备支撑点横向刚度不小于 5×10^6（kN/m）的要求进行分析。刚度可按式（11-13）计算。

选用 Ansys 的谐响应分析方法进行分析，阻尼比为 2%；分析截止频率为 65Hz；采样频率范围为 30～70Hz；评估频率范围为 40～60Hz。

（2）动刚度分析结果。动刚度分析结果如表 11-21 所示。由分析结果可知，设备支撑点横向刚度均大于 5×10^6kN/m，满足要求。

表 11-21　动刚度分析结果

考察点	P2	P1	P5	P4
最大水平动刚度（$\times10^6$kN/m）	64.95	57.45	23.08	23.40
最小水平动刚度（$\times10^6$kN/m）	10.50	10.23	8.39	8.50

四、地震分析

分析方法选用振型分解反应谱法，节点位移和加速度可按式（11-14）～式（11-16）计算。

1. 设备抗震设计要求

本项内容依据设备的抗震设计要求进行，设备连接点的抗震设计要求如表 11-22 所示。

表 11-22　设备连接点的抗震设计要求（多遇地震）

设备	水平加速度（g）	竖向加速度（g）
E、H 汽轮机	0.40	0.25
发电机	0.40	0.25
燃气轮机	0.20	0.20

2. 地震动参数

设备连接点抗震分析时的地震动参数（多遇、基本烈度和罕遇）可征询制造厂意见确定，本算例选用多遇地震作用条件下的地震动参数进行计算。

抗震设防烈度为 7 度；基本加速度 0.1g；地震分组为第一组；场地类别Ⅳ；阻尼比 0.05。水平地震影响系数最大值：多遇地震 0.08；罕遇地震 0.50。特征值周期 T_g=0.65s。地震卓越周期的峰值区域为 0.65～0.1s（相应的频率范围为 1.538～10Hz）；竖向地震作用取水平地震作用的 65%考虑。

3. 地震质量和模型

地震质量与振动分析时相同。为考核设备连接点的地震响应，发电机两侧纵梁上设备连接点选用刚体单元建立，发电机设备荷载（不含转子）选用连接点之间的虚杆加载。

基础的地震分析有限元模型如图 11-35 所示。

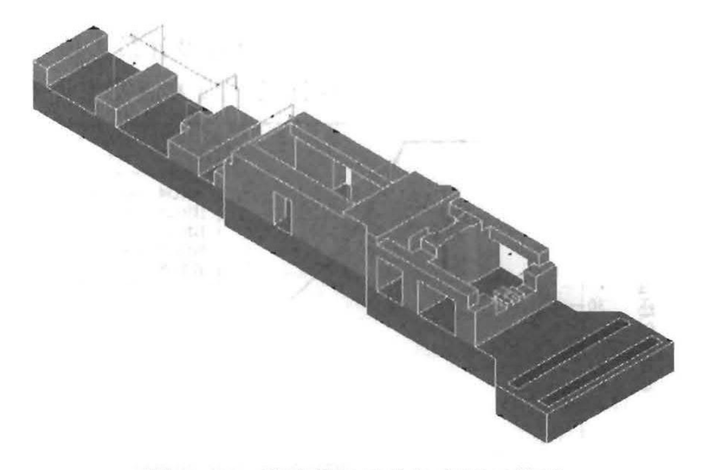


图 11-35　基础的地震分析有限元模型

4. 设备连接点的地震加速度

设备连接点的地震加速度如表 11-23 所示。

表 11-23　设备连接点各方向的地震加速度

设备连接点	节点号	纵向（g）	横向（g）	竖向（g）
G1	20752	0.082	0.103	0.036
G3	20755	0.081	0.101	0.038
G5	20757	0.081	0.090	0.025
G2	20763	0.082	0.102	0.037
G4	20765	0.081	0.101	0.039
G6	20768	0.082	0.087	0.024
S	20041	0.082	0.080	0.023
A1	20303	0.082	0.079	0.023
A1	20304	0.082	0.079	0.023
A2	20305	0.082	0.079	0.024
A2	20306	0.082	0.079	0.024
A3	20207	0.096	0.073	0.022
A3	20208	0.096	0.073	0.023
A4	20209	0.096	0.073	0.022
A4	20210	0.096	0.073	0.023
A5	20012	0.083	0.056	0.015
A5	20013	0.083	0.056	0.015
A5	20014	0.083	0.057	0.016
A5	20015	0.083	0.057	0.017
A6	20103	0.084	0.059	0.017
A6	20104	0.084	0.059	0.019
Gas_1_L	771	0.080	0.093	0.044
Gas_1_R	772	0.080	0.093	0.045
Gas_2_L	773	0.080	0.096	0.041
Gas_2_R	774	0.080	0.096	0.043
Gas_3_L	775	0.080	0.118	0.039
Gas_3_R	776	0.081	0.118	0.037

表 11-23 表明，设备连接点的地震加速度响应均满足设备连接点的抗震设计要求。

五、静变位分析

(一) 静变位分析的荷载和工况

1. 静变位分析的荷载

静变位分析的荷载如表 11-24 所示。

表 11-24　静变位分析荷载

工况	标号	类型	荷载说明
1	L1	永久荷载	结构重量、设备重量（LC1+LC2）；
2	L2	可变荷载	额定力矩（LC3）；
3	L3	可变荷载	轴向推力（LC2a）；
4	L4	可变荷载	真空吸力（LC4）；
5	L5	可变荷载	真空吸力（–LC4）；
6	L6	可变荷载	管道荷载（LC5）；
7	L7	可变荷载	管道荷载（–LC5）；
8	L8	可变荷载	摩擦力（LC6）；
9	L9	可变荷载	摩擦力（–LC6）；
10	L10	可变荷载	温度应力（发电机部分 30℃；H 汽轮机 45℃；E 汽轮机 40℃；±0.0m 以上基础 20℃）

2. 正常运行变位分析的组合工况

投入商业运行（轴系对中后荷载），即正常运行下变位分析的组合工况可选择如下：

工况 1：L2+L3+L4+0.3×L6+0.9×L8；

工况 2：L2–L3+L5+0.3×L7+0.9×L9。

3. 长期监控（正常运行，蠕变和沉降）变位分析的组合工况

构件的长期挠度按下式计算：

长期挠度=正常运行的挠度+蠕变和沉降长期效应的挠度

正常运行的挠度即上述正常运行下的分析结果。

蠕变和沉降长期效应的挠度计算：由持续荷载的短期挠度（瞬态挠度）乘以时间系数。

持续荷载：基础承受的永久荷载应包括基础的自重、二次浇灌层（仅考虑重量忽略刚度）和设备重量。温度作用暂按持续荷载考虑。

短期挠度：考虑短期挠度时，轴承中心处与相关节点位移按持续荷载作用通过一般弹性分析计算得到。

弹性模量：$E_c = 4700\sqrt{f_c} = 4700 \times \sqrt{20.1}$ =21071.52（N/mm^2）。

剪切模量：G=0.4E_c=8428608.0（kN/m^2）。

泊松比：υ=0.200。

混凝土抗压强度（C30）：f_c=20.1N/mm^2。

时间系数：$\lambda = \xi/(1+50\rho) = 0.6/(1+0.4) = 0.6/2.0 = 0.3$。

ξ：与时间相关的系数，取值如表 11-25 所示。

表 11-25　ξ 取值

时间	ξ
5 年或多于 5 年	2.0
12 个月	1.4
6 个月	1.2
3 个月	1.0

自基础施工完至设备正常运行为 5 年，则 $\xi_5 = 2.0$。

自基础施工完至设备初始找准为 12 个月，则 $\xi_1 = 1.4$。

$\xi = \xi_4 - \xi_1 = 2 - 1.4 = 0.6$。

假定杆件受压配筋率 $\rho = 2.0\% = 0.02$。

长期监控变位计算组合工况：

工况 3：0.3×L1+L2+L3+L4+0.3×L6+0.9×L8+0.3×L10；

工况 4：0.3×L1+L2–L3+L5+0.3×L7+0.9×L9+0.3×L10。

(二) 旋转偏斜分析和衡量标准

1. 分析方法

忽略 x 和 z 方向的位移，旋转偏斜分析可按如下公式计算：

$$\varphi_z = \arctan\left(\frac{(Dis_{biy} - Dis_{ciy}) - (Dis_{bjy} - Dis_{cjy})}{L_{ab}}\right)$$

式中　Dis_{biy}、Dis_{bjy} ——相邻轴承 i 和 j 中心点的 y 向（竖向）位移；

Dis_{ciy}、Dis_{cjy} ——相邻轴承 i 和 j 中心台板上相应点的 y 向（竖向）位移，台板上相应点为横梁截面的形心或顶面点，当无法取得时，以横梁两端、两边纵梁或柱顶上点的平均值代替；

L_{ab} ——相邻轴承 a 和 b 中心点的距离。

2. 衡量标准

正常运行和长期监控旋转偏斜按以下公式衡量：

$$-3.5\times10^{-4} \leqslant \varphi_z \leqslant 3.5\times10^{-4}\,\text{rad}$$

(三) 轴承径向变位分析和衡量标准

1. 最初基准线（initial base line）向量 $\overline{A}$。

确定一根最初基准线。可以认为最初基准线为：机首（高压缸端）和机尾（励磁机或燃气轮机端）台板上相应点，两点之间在正常运行或长期监控情况下的相对位移，这两点分别命名为 $1p$ 和 np，可以向量

方式表达：

$$\vec{A}=A_x i+A_y j+A_z k$$

$$A_x=Dis_{npx}-Dis_{1px}$$

$$A_y=Dis_{npy}-Dis_{1py}$$

$$A_z=Dis_{npz}-Dis_{1pz}$$

式中 Dis_{1px}、Dis_{1py}、Dis_{1pz}、Dis_{npx}、Dis_{npy}、Dis_{npz}为 $1p$ 和 np 两点在正常运行或长期监控情况下纵、竖、横三个方向的位移。

2. 轴承中心处相对最初基准线的向量 $\vec{C}$

轴承中心处相对最初基准线的向量 $\vec{C}$ 可按下列公式计算：

$$\vec{C_b}=\vec{A}\times\vec{B_b}\times\vec{A}\div\left|\vec{A}\right|$$

$$\vec{B_b}=B_{bx}i+B_{by}j+B_{bz}k$$

$$B_{bx}=Dis_{bx}-Dis_{1px}$$

$$B_{by}=Dis_{by}-Dis_{1py}$$

$$B_{bz}=Dis_{bz}-Dis_{1pz}$$

式中 b——轴承中心处的点，b=1，2，…，n；

Dis_{bx}、Dis_{by}、Dis_{bz}——轴承中心处的点在正常运行或长期监控情况下沿纵、竖、横三个方向的位移。

$$|\vec{A}|=\sqrt{A_x^2+A_y^2+A_z^2}$$

$$\vec{C_b}=C_{bx}i+C_{by}j+C_{bz}k$$

3. 相邻轴承之间的径向位移差 ΔR

相邻轴承之间的位移差可按以下公式计算：

$$\Delta R=\sqrt{(C_{biy}-C_{bjy})^2+(C_{biz}-C_{bjz})^2}$$

式中 C_{biy}、C_{bjy}——相邻轴承 i 和 j 向量 $\vec{C}$ 的 y 分量；

C_{biz}、C_{bjz}——相邻轴承 i 和 j 向量 $\vec{C}$ 的 z 分量。

4. 衡量标准（轴承径向变位设计的标准）

STIM 规定轴承径向变位差的限值如下：

（1）投入商业运行（轴系对中后荷载），即正常运行下的变位分析：$\Delta R\leqslant0.254$m。

（2）长期监控（正常运行、蠕变和沉降）：$\Delta R\leqslant0.508$m。

（四）绝对轴向偏斜分析和衡量标准

1. 分析方法

绝对轴向偏斜分析可按下式计算：

$$D_x=dis_{bx}-dis_{cx}$$

式中 dis_{bx}、dis_{cx}——轴承和台板上相应点的 x 向（纵向）位移。

2. 衡量标准

STIM 规定绝对轴向偏斜的限值如下：

（1）投入商业运行（轴系对中后荷载），即正常运行下变位分析：$D_x\leqslant1$mm。

（2）长期监控（正常运行、蠕变和沉降）：$D_x\leqslant2$mm。

（五）静变位分析的结果

1. 旋转偏斜

旋转偏斜分析结果如表 11-26 所示。

表 11-26　轴承的旋转偏斜　(rad)

轴承和组合工况	正常运行旋转偏斜		长期监控旋转偏斜	
	1	2	3	4
W1-W2	-1.871×10^{-7}	-4.987×10^{-7}	6.891×10^{-8}	-2.429×10^{-7}
W2-W3	-3.832×10^{-7}	2.556×10^{-6}	2.240×10^{-6}	5.179×10^{-6}
W3-W4	4.493×10^{-6}	-1.085×10^{-5}	-1.508×10^{-5}	-3.043×10^{-5}
W4-W5	-1.179×10^{-6}	2.847×10^{-6}	1.693×10^{-6}	5.720×10^{-6}
W5-W6	-8.012×10^{-11}	3.641×10^{-11}	-4.298×10^{-8}	-4.287×10^{-8}
W6-W7	9.718×10^{-7}	-1.671×10^{-6}	-4.697×10^{-5}	-4.961×10^{-5}
W7-W8	-5.506×10^{-7}	8.819×10^{-7}	2.954×10^{-5}	3.097×10^{-5}
最大或最小值	4.493×10^{-6}	-1.085×10^{-5}	-4.697×10^{-5}	-4.961×10^{-5}

2. 径向变位

轴承的径向变位差分析结果如表 11-27 所示。

表 11-27　相邻轴承之间的径向变位差　(mm)

轴承和组合工况	正常运行		长期监控	
	1	2	3	4
W1-W2	0.1180	0.1209	0.3823	0.2522
W2-W3	0.0317	0.0558	0.0651	0.0545
W3-W4	0.0039	0.0099	0.0181	0.0237
W4-W5	0.0127	0.0186	0.1187	0.1282
W5-W6	0.0571	0.0224	0.1678	0.1241
W6-W7	0.0987	0.0394	0.2311	0.1509
W7-W8	0.1492	0.2144	0.1129	0.3054
最大值	0.1492	0.2144	0.3823	0.3054

3. 绝对轴向偏斜

轴承的绝对轴向偏斜分析结果如表 11-28 所示。

表 11-28　轴承的绝对轴向偏斜位移　(mm)

轴承和组合工况	正常运行		长期监控	
	1	2	3	4
W1	0.161	0.042	0.297	0.177
W2	0.092	0.246	0.034	0.120
W3	0.008	0.018	0.026	0.052
W4	0.008	0.018	0.026	0.052
W5	0.022	0.002	0.001	0.019

续表

轴承和组合工况	正常运行		长期监控	
	1	2	3	4
W6	0.008	0.021	0.105	0.118
W7	0.685	0.178	0.520	0.013
W8	0.006	0.017	0.058	0.082
最大值	0.685	0.246	0.520	0.177

六、结论

本算例依据某工程 9F 级西门子燃气轮机基础和工程设计条件，选用 Ansys 程序进行了振动、地震和静变位分析。其计算方法适用于 9F 及以下火力发电厂燃气轮机墙式基础的计算分析。其计算步骤总结如下：

（1）建立分析模型：可选用实体、板壳和杆件弹性单元，建立三维空间分析模型，对基础进行动、静力分析。墙式基础应考虑地基刚度的影响，地基选用弹簧单元建立。

（2）动力分析：根据 ISO 标准和制造厂具体要求确定动参数。扰力响应、动刚度应满足制造厂要求或 ISO 标准控制要求。

（3）静力分析：静变位控制应满足制造厂要求。

（4）地震分析：设计应考虑在高烈度地区，制造厂家对设备连接点的相关要求。

第十二章

辅助机器基础

第一节 一般规定

一、辅助机器基础的分类

辅助机器按运动方式可分为旋转式机器、往复式机器、冲击式机器、其他类型机器等；火力发电厂的辅助机器主要为旋转式机器。旋转式机器以叶轮或转子的旋转运动为特征。辅助机器按用途可分为磨煤机、碎煤机、各类水泵、风机等。本章仅介绍磨煤机基础、汽动给水泵基础、风机基础、碎煤机基础的设计。

辅助机器基础一般可分为大块式基础、框架式基础、墙式基础、隔振基础。

目前常用的基础型式有：汽动给水泵基础采用隔振基础；磨煤机基础一般采用大块式隔振基础；风机基础采用大块式基础；碎煤机基础采用隔振基础。

1. 大块式基础

大块式基础并没有准确的定义。大块式基础并非从基础的体量上考虑，主要考虑的是基础的刚度。该类基础刚度较大，动力分析时可不考虑基础的变形。基础刚度达到什么程度可作为大块式基础，国内外并没有严格的定义。有的国家将基础高度大于 $L/10+0.6\text{m}$ 作为刚性基础的界限（L 为基础长度），可作为参考。大块式基础如图 12-1（a）所示。

2. 框架式基础

框架式基础由顶层梁板、柱和底板连接而构成［见图 12-1（b）］。该类基础的优点是平台上布置主设备，平台下面空间大，可灵活布置管道、辅助设备等。

3. 墙式基础

墙式基础由顶板、纵横墙和底板连接而构成，如图 12-1（c）所示。

4. 隔振基础

隔振基础为用隔振元件支承的机器基础。当辅机基础坐落在厂房基础或楼面上，机器振动对厂房产生不利影响或影响运行时，应考虑采用隔振基础。目前辅机基础较常采用的隔振元件为弹簧，如图 12-1 （d）所示。

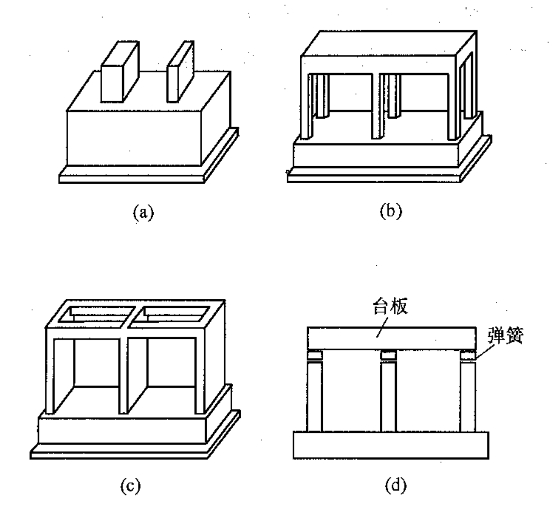


图 12-1 辅机基础结构类型

（a）大块式基础；（b）框架式基础；
（c）墙式基础；（d）弹簧隔振基础

二、基础设计应取得的必要资料

（1）机器的工艺布置图。

（2）机器的型号、规格、转速、功率。

（3）机器的轮廓尺寸、底座尺寸、辅助设备、管道位置和坑、沟、孔洞尺寸以及地脚螺栓、预埋件位置、灌浆层厚度等。

（4）机器自重及静荷载分布图。

（5）机器的扰力、扰力矩及其方向（制造厂提供不出扰力时，应收集机器转动部分的质量和偏心距）。

（6）与辅机基础连接的管道及操作平台、走道等资料。

（7）基础下地基压缩层范围内土的物理力学特性；地下水埋深及腐蚀性等资料；当需要进行动力分析时还应取得地基刚度系数。

三、机器平衡品质等级与扰力及基础振动标准

（一）机器平衡品质等级

由于材料、制造、安装等原因，机器转子存在着不平衡现象，因此，在机器运转时，将产生不平衡力。

该不平衡力对于机器本身而言，将会增加轴承压力、产生有害噪声、导致机器发生共振等。振动会加剧偏心，偏心到了一定程度时，随着机械的运转，偏心有自催化加速恶化的趋势。当偏心恶化到一定程度时，旋转体和周围的零件会发生物理接触，旋转体转速急剧下降，释放角动量产生高热和更强烈的冲击，损害机械。因此，一般新出厂的机器均规定了机器的平衡品质等级。

对于刚性转子，平衡品质等级以转子不平衡度与转子最大工作角速度的乘积作为分级的量值，单位为mm/s。平衡品质为 $e_{per}\omega$，e_{per} 为转子许用不平衡度，ω 为转子最高工作角速度。

1. 风机的平衡品质等级

国家标准 GB/T 9239.1《机械振动　恒态（刚性）转子平衡品质要求　第 1 部分：规范与平衡允差的检验》等同于 ISO 1940-1《机械振动　刚性转子的平衡质量要求　第 1 部分：允许残余不平衡的测定》。规范给出了恒态（刚性）转子平衡品质分级指南，风机的平衡品质等级为 G6.3，即 $e_{per}\omega$=6.3mm/s。

美国标准 ACI 351.3R《动力机器基础》同样引用了 ISO 1940-1 标准，将风机的平衡品质等级定为 G6.3。

2. 汽动给水泵的平衡品质等级

GB/T 9239.1、ISO 1940-1、ACI 351.3R 规范中，汽动给水泵的平衡品质等级均为 G2.5 级，给水泵的平衡品质等级为 G6.3。需要指出的是，ISO 1940-1 针对的是刚性转子，而汽动给水泵转子即有刚性的也有挠性的。因此，对于挠性转子的汽动给水泵，其平衡品质应参照 ISO 11342《机械振动-挠性转子机械平衡的方法和标准》执行。

只要挠性转子的高速动平衡品质符合 ISO 11342 的要求，它的剩余不平衡量不会超过 ISO 1940-1 中等效刚性转子在转子最高工作转速下的剩余不平衡量。目前，我国制造厂的汽动给水泵转子均经过高速动平衡，因此，可将 ISO 1940-1 的评定刚性转子平衡品质的标准用于评定挠性转子。

3. 磨煤机的平衡品质等级

（1）钢球磨煤机。JB/T 1386《钢球磨煤机》中的钢球磨煤机的转动部工作转速为 17～25.2r/min，JB/T 10519《MGS 双进双出磨煤机》的滚筒转速为 15.3～18r/min。由于转速较慢，工厂制造时，并不要求转动部的平衡品质等级。磨煤机的质量控制主要有：磨煤机的各结合面应密封良好，不得漏油和泄漏煤粉；主轴承冷却水道应进行水压试验，不应有渗漏现象；磨煤机空负荷运转时的噪声，其声压级值不大于 85dB（A）等。

（2）中速磨煤机。无论是碗式磨煤机还是辊盘式磨煤机，均未规定旋转部件的平衡质量等级。与钢球磨煤机相似，以设备的噪声、泄漏等作为质量控制标准。

（3）风扇磨煤机。JB/T 7890《风扇磨煤机》规范中，有 MF 和 MFH 两种风扇磨煤机，冲击轮转速为 428.5～1500r/min。冲击轮是风扇磨煤机的主要旋转部件。JB/T 7890 规定，冲击轮部在装配打击板的前后均应进行静平衡试验，其静平衡品质应达到 GB/T 9239.1 中的 G6.3 级。

（二）机器的扰力

机器转子在做回转运动时，由于残余不平衡量产生离心力并使机器基础产生振动，这就是基础扰力的来源。在很多情况下，离心力并不等于扰力。离心力通过轴承油膜作用在机器轴承上，再由轴承通过轴承体与轴承座传递至基础台板上。从轴承受的离心力至基础台板受的扰力是通过轴承的油膜响应、轴承体至轴承座以及轴承座至基础台板的传递形成的。对于有平衡品质等级要求的机器，当认为离心力的传递系数为 1 时，可由平衡品质等级简单计算机器受到的扰力。

机器受到的扰力按式（12-1）计算。

$$F = me_{per}\omega^2 \tag{12-1}$$

式中　F ——扰力，N；

m ——转子质量，t；

e_{per} ——许用不平衡度，mm；

ω ——最高工作圆频率，rad/s。

如果机器的最高运行转速为 n（r/min），则扰力可按式（12-2）计算。

$$F = me_{per}\omega^2 = me_{per}\omega \times 2\pi n/60 \tag{12-2}$$

当 $e_{per}\omega$=6.3mm/s，$n=3000$ 时，$F=0.20W$。W 为转子重量（N）。

（三）机器及基础的振动

（1）机器安装在机器基础上。基础设计的核心是保证设备的安全运行，同时又不使有害振动传递到周围环境以至于影响其他设备运行及人员的健康。

对于绝大多数机器而言，规范或厂家均规定了轴承或底座处所允许的振动限值；尽管规范或厂家均以轴承或底座处测量到的最大振动速度的均方根值作为评价机器振动的评价准则，但考虑到其与轴承的许用动荷载和传至支承结构及基础的许用振动的协调一致性，可以采用规范或厂家来评价基础的振动。

（2）GB/T 6075.3《机械振动　在非旋转部件上测量评价机器的振动　第 3 部分：额定功率大于 15kW 额定转速在 120～15000r/min 之间的现场测量的工业机器》给出了机器的振动烈度区域分类，见表 12-1、表 12-2。

表 12-1　振动烈度区域分类（第一组机器）

支承类型	区域边界	位移均方根值（μm）	速度均方根值（mm/s）
刚　性	A/B B/C C/D	29 57 90	2.3 4.5 7.1
柔　性	A/B B/C C/D	45 90 140	3.5 7.1 11.0

注　第一组机器：额定功率大于 300kW 且小于 50MW 的大型机器；转轴高度 $H \geqslant 315$mm 的电动机。

表 12-2　振动烈度区域分类（第二组机器）

支承类型	区域边界	位移均方根值（μm）	速度均方根值（mm/s）
刚性	A/B B/C C/D	22 45 71	1.4 2.8 4.5
柔性	A/B B/C C/D	37 71 113	2.3 4.5 7.1

注　第二组机器：额定功率大于 15kW 且小于或等于 300kW 的中型机器；转轴高度 160mm$\leqslant H <$315mm 的电动机。

区域 A：新投产机组的振动在此区域内。

区域 B：振动在此区域内的机组通常认为是合格的，可长期运行。

区域 C：振动在此区域内的机组，对长期连续运行而言通常认为是不合格的。一般来说，在有合适机会采取补救措施之前，机组在这种状态下可以运行一段时间。

区域 D：振动幅值在此区域内，通常认为是危险的，其剧烈程度足以引起机组破坏。

四、大块式基础静力计算

（1）基组的总重心与基础底面形心宜位于同一竖线上，当不在同一竖线上时，两者之间的偏心距和平行偏心方向基底边长的比值不应超过下列限值：

1）当地基承载力特征值 $f_{ak} \leqslant 150$kPa 时，偏心距不应大于 3%；

2）当地基承载力特征值 $f_{ak} > 150$kPa 时，偏心距不应大于 5%。

（2）基组的偏心验算可按下列步骤：

1）求基组的总重心。先建立直角坐标系，设定原点 O 位于基础底板角点处，基组的总重心坐标按式（12-3）、式（12-4）计算：

$$X_0 = \frac{\Sigma m_i X_i}{\Sigma m_i} \tag{12-3}$$

$$Y_0 = \frac{\Sigma m_i Y_i}{\Sigma m_i} \tag{12-4}$$

式中　m_i——基组第 i 单元体的分质量，t；

X_0、Y_0——基组总重心坐标，m；

X_i、Y_i——基组第 i 单元体重心的坐标，m。

2）求基础底面形心。基础底面形心坐标按式（12-5）、式（12-6）计算：

$$X = \frac{\Sigma A_i X_i}{\Sigma A_i} \tag{12-5}$$

$$Y = \frac{\Sigma A_i Y_i}{\Sigma A_i} \tag{12-6}$$

式中　A_i——基础底面第 i 单元面的面积，m^2；

X_i、Y_i——基础底面第 i 单元面的形心坐标，m；

X、Y——基础底面形心坐标，m。

3）基组的偏心验算。基组的总重心与基础底面形心的偏心应满足式（12-7）～式（12-10）的要求。

当 $f_{ak} \leqslant 150$kPa 时

$$|X_0 - X|/d \leqslant 3\% \tag{12-7}$$

$$|Y_0 - Y|/b \leqslant 3\% \tag{12-8}$$

当 $f_{ak} > 150$kPa 时

$$|X_0 - X|/d \leqslant 5\% \tag{12-9}$$

$$|Y_0 - Y|/b \leqslant 5\% \tag{12-10}$$

式中　d、b——基础底面 x、y 向总边长，m；

f_{ak}——地基承载力特征值，kPa。

（3）基础底面地基平均静压力值应符合式（12-11）的要求。

$$p_k \leqslant \alpha_f f_a \tag{12-11}$$

式中　p_k——标准组合时，基础底面处平均静压力值，kPa；

f_a——修正后的地基承载力特征值，kPa；

α_f——地基承载力的动力折减系数，旋转式机器基础可采用 0.8。

五、构造要求

（1）地脚螺栓的设置应满足下列要求：

1）地脚螺栓一般由设备厂家设计及供货。

2）带弯钩地脚螺栓的埋置深度不应小于螺栓直径的 20 倍；带锚板地脚螺栓的埋置深度不应小于螺栓直径的 15 倍。

3）地脚螺栓轴线距基础边缘不应小于螺栓直径的 4 倍，预留孔边距基础边缘不应小于 100mm，当不能满足要求时，应采取加强措施。

4）预埋地脚螺栓底面下的混凝土净厚度不应小于 50mm。当为预留孔时，孔底面下的混凝土净厚度不应小于 100mm。

5）地脚螺栓孔断面尺寸，宜为地脚螺栓直径的 5～6 倍。深度（不计二次灌浆层厚度）宜为地脚螺栓埋置深度加 100～150mm。当孔洞深度超过 500mm 且

孔底在地面以上时，宜设杂物清除孔。

（2）基础的混凝土强度等级不应低于 C25。

（3）基础的钢筋宜采用 HPB300、HRB400 级钢筋，不宜采用冷轧钢筋，钢筋连接不宜采用焊接接头。

（4）大块式基础一般为构造配筋，应满足下列要求：

1）当体积小于 $20m^3$ 时整体可不配筋，仅需在螺栓孔附近配置局部构造钢筋；

2）当体积为 $20\sim40m^3$ 时，应在基础顶面配置直径 10mm，间距 200mm 的钢筋网；

3）当体积大于 $40m^3$ 时，应沿四周和顶、底面配置直径 10～14mm，间距 200～300mm 的钢筋网。

4）当体积大于 $40m^3$，且基础底板厚度大于 2.0m 时，除沿四周和顶、底面配筋外，基础底板中部尚应配置纵、横、竖三个方向的钢筋，其直径不小于 12mm，间距 600～800mm。

5）基础底板悬臂部分的钢筋配置，应按强度计算确定，并应上下配筋。

6）当基础上的开孔或切口尺寸大于 600mm 时，应沿孔或切口周围配置直径不小于 12mm，间距不大于 200mm 的钢筋。

（5）当置于原土地基上的辅机基础与相邻基础的底标高不同时，如图 12-2 所示，应满足式（12-12）的要求。

$$A \leqslant B_{\tan} \tan\varphi \qquad (12\text{-}12)$$

式中 $\tan\varphi$——土的内摩擦角。

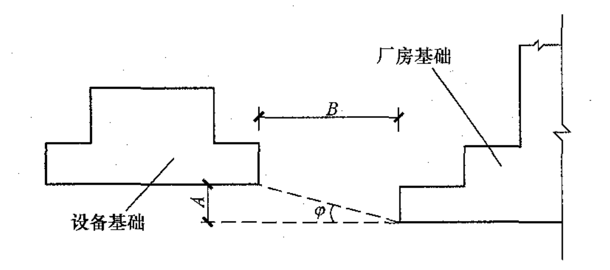


图 12-2 相邻基础允许标高差示意图

当不满足式（12-12）要求时，基础下面可设素混凝土或毛石混凝土垫层。

第二节 磨煤机基础

一、磨煤机的类型

磨煤过程是煤被破碎及其表面积不断增加的过程。要增加新的表面积，必须克服固体分子间的结合力，因而需消耗能量。煤在磨煤机中被磨制成煤粉，主要是通过压碎、击碎和研碎三种方式进行。其中压碎过程消耗的能量最省、研碎过程最费能量。各种磨煤机在制粉过程中都兼有上述的两种或三种方式，但以何种为主则视磨煤机的类型而定。

磨煤机的类型很多，按磨煤工作部件的转速可分为三种类型，即低速磨煤机、中速磨煤机和高速磨煤机。

1. 低速磨煤机

主要为滚筒式钢球磨煤机，一般简称钢球磨或球磨机。它是一个转动的圆柱形或两端为锥形的滚筒，滚筒内装有钢球。工作时筒内的钢球不断地撞击和挤压煤块，将煤块磨制成煤粉，然后由通入滚筒内的热风将煤烘干并将煤粉送出，经分离器分离后，一定粒度的煤粉被送入煤粉仓或直接送入煤粉燃烧器。钢球磨笨重庞大、电耗高、噪声大，但对煤种的适应范围广，运行可靠，特别适宜于磨制硬质无烟煤。

常用的钢球磨煤机有中间储仓式制粉系统的钢球磨煤机和双进双出钢球磨。

JB/T 1386 的中间储仓式制粉系统的钢球磨煤机如图 12-3 所示。JB/T 10519 中的 MGS 双进双出磨煤机如图 12-4 所示。

中间储仓式制粉系统钢球磨煤机主要参数见表 12-3。

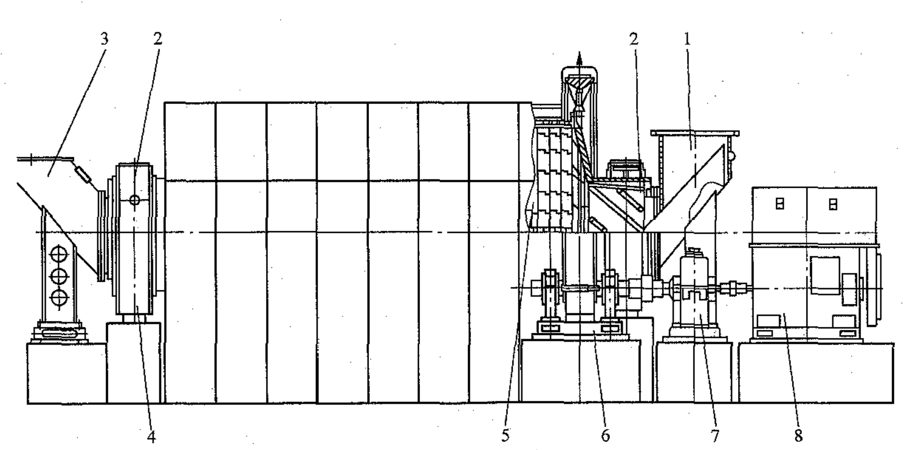


图 12-3 中间储仓式制粉系统钢球磨煤机示意

1—进料部；2—螺旋管；3—出料部；4—轴承部；5—转动部；6—传动部；7—减速器；8—电动机

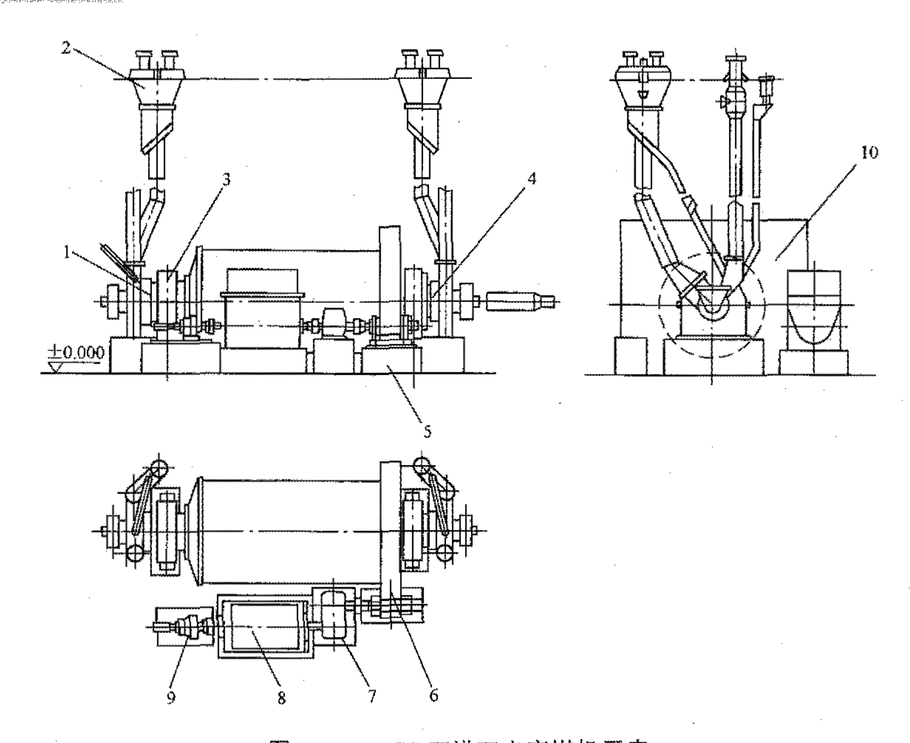


图 12-4 MGS 双进双出磨煤机示意

1—右螺旋输送装置；2—分离器；3—主轴承；4—左螺旋输送装置；5—基础；6—传动部；7—减速机；8—电动机；9—慢传装置；10—隔声罩

表 12-3 中间储仓式制粉系统钢球磨煤机主要参数

型号	工作转速（r/min）	电动机功率（kW）	机器重量（t）
MG-1722	25.2	60	23
MG-1725	25.2	95	24
MG-2126	22.8	155	35
MG-2133	22.8	180	38
MG-2532	20.42	280	51
MG-2539	20.42	315	55
MG-2935	19.34	380	68
MG-2941	19.34	475	74
MG-2947	19.34	560	80
MG-3247	18.42	630	99
MG-3258	18.42	800	112
MG-3560	17.57	1000	146
MG-3570	17.57	1120	154
MG-3865	17.0	1250	192
MG-3872	17.0	1400	199
MG-3879	17.0	1600	210
MG-3886	17.0	1800	220

注 机器重量不含电动机、电控及研磨体（钢球）的参考重量。

双进双出钢球磨煤机主要参数见表 12-4。

表 12-4 双进双出钢球磨煤机基本参数

型 号	筒体有效直径（mm）	筒体有效长度（mm）	筒体转速（r/min）	标准出力（t/h）	主电动机功率（kW）
MGS-3448	3350	4940	18	35	800
MGS-3854	3750	5540	17	52	1120
MGS-4054	3950	5540	16.6	57	1250
MGS-4060	3950	6140	16.6	60	1400
MGS-4062	3950	6340	16	65	1550
MGS-4360	4250	6140	16	70	1700
MGS-4366	4250	6740	16	79	1800
MGS-4760	4650	6140	15.3	89	2100
MGS-4766	4650	6740	15.3	97	2300
MGS-4772	4650	7340	15.3	105	2500

2. 中速磨煤机

转速为 50～300r/min，种类较多。常见的有平盘磨、碗式磨、E 形磨和辊式磨。它们的共同特点是碾磨部件由两组相对运动的碾磨体构成。煤块在这两组碾磨体表面之间受到挤压、碾磨而被粉碎。同时，通入磨煤机的热风将煤烘干，并将煤粉送到碾磨区上部的分离器中。经分离后，一定粒度的煤粉随气流带出磨外，粗颗粒的煤粉反回碾磨区重磨。中速磨煤机具有设备紧凑、占地小、电耗省（约为钢球磨煤机的 50%～75%）、噪声小、运行控制比较轻便灵敏等显著优点。缺点是磨煤机结构和制造较复杂，维修费用较

大，而且不适宜磨制较硬的煤。碗式中速磨在大容量燃煤锅炉中用得较多。

MPW 型碗式磨煤机如图 12-5 所示，HP 型碗式磨煤机如图 12-6 所示，MP 型辊盘式磨煤机如图 12-7 所示。

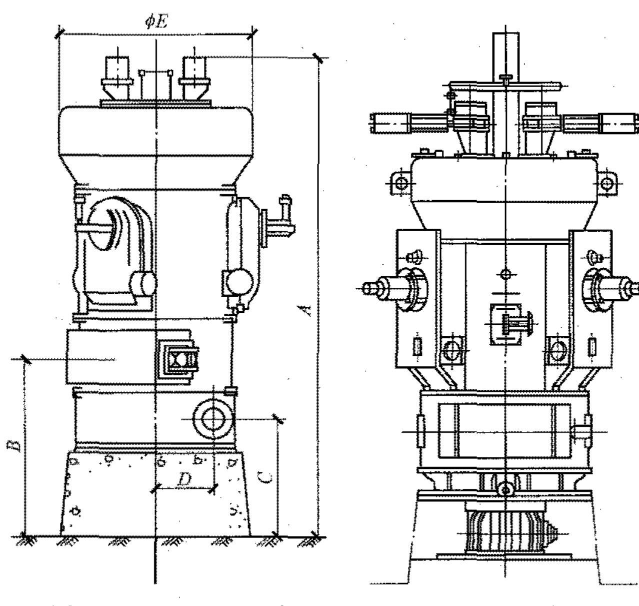


图 12-5 MPW 型碗式磨煤机示意

图 12-6 HP 型碗式磨煤机示意

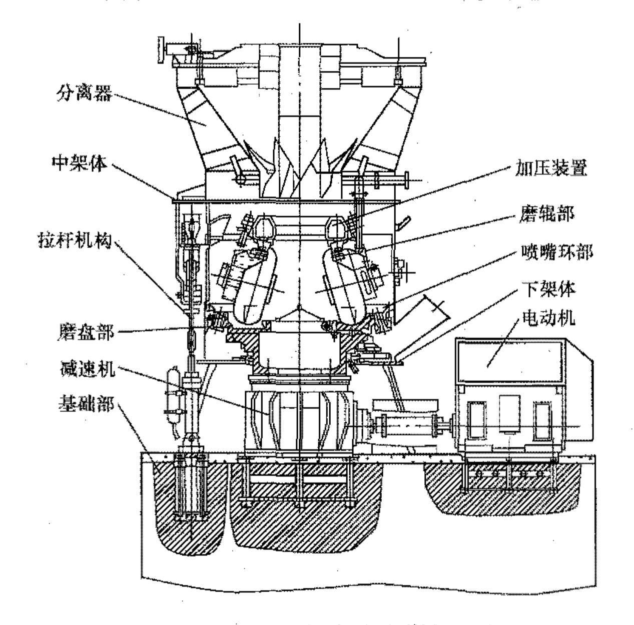


图 12-7 MP 型辊盘式磨煤机示意

MP 型辊盘式磨煤机磨盘转速为 22.2～64r/min。HP 型碗式磨煤机基本参数见表 12-5。

表 12-5 HP 型碗式磨煤机基本参数

型号	额定出力（t/h）	磨碗转速（r/min）	电动机额定功率（kW）	重量（t）
HP683	24.0	45.2	280	75
HP703	26.3	45.2	280	75
HP723	28.6	45.2	280	75
HP743	31.1	45.2	280	75
HP763	33.8	41.3	300	90
HP783	36.5	41.3	300	90
HP803	39.7	41.3	300	90
HP823	42.4	38.4	400	110
HP843	45.4	38.4	400	110
HP863	48.1	38.4	400	110
HP883	51.0	35	450	130
HP903	54.0	35	450	130
HP923	56.9	35	450	130
HP943	59.9	35	450	130
HP963	62.6	33	520	140
HP983	65.3	33	520	140
HP1003	68.0	33	520	140
HP1023	72.6	30	700	180
HP1043	77.1	30	700	180
HP1063	83.9	30	700	180
HP1103	90.7	30	700	180

3. 高速磨煤机

转速为 500～1500 转/min，主要由高速转子和磨壳组成。常见的有风扇磨和锤击磨等。在风扇磨中煤块受到高速转子的高速冲击与磨壳碰撞，以及煤块之间互相撞击而被磨碎。这种磨煤机与煤粉分离器组成一个整体，结构简单、紧凑、初投资省，特别适用于磨制高水分褐煤和挥发分高、容易磨制的烟煤。风扇磨由于磨损大，连续运行时间较其他磨煤机都短，不适于磨制硬质煤种。

JB/T 7890 中，风扇磨按磨制煤质分为烟煤型（MF 型）和褐煤型（MFH 型）两种。MF 型如图 12-8 所示，MFH 型如图 12-9 所示。

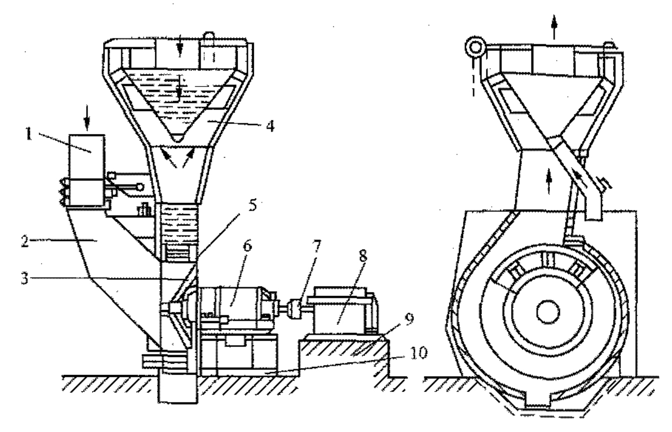


图 12-8 MF 型风扇磨示意

1—伸缩节；2—大门；3—冲击轮；4—分离器；5—机壳；6—轴承箱；7—联轴器；8—电动机；9—地基部；10—轴承箱支座

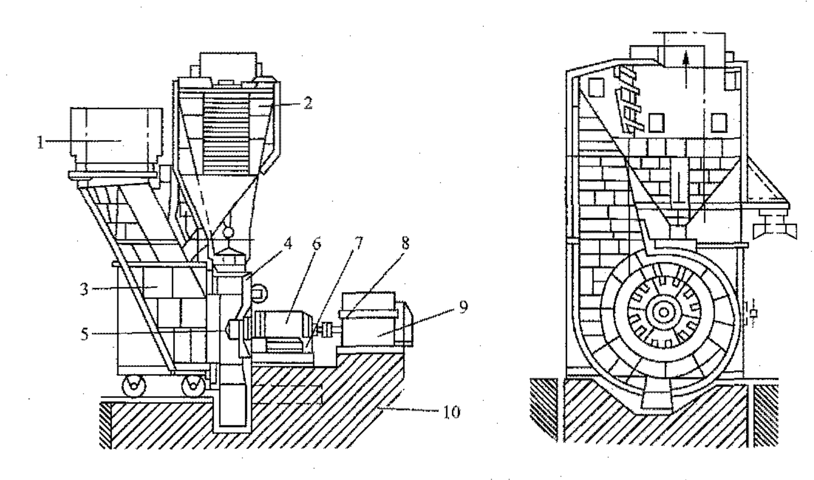


图 12-9　MFH 型风扇磨示意图

1—伸缩节；2—分离器；3—大门；4—机壳；5—冲击轮；6—轴承箱；7—轴承箱支座；8—联轴器；9—电动机；10—地基部

JB/T 4195《竖井锤击式磨煤机技术条件》的竖井锤击式磨煤机如图 12-10 所示。

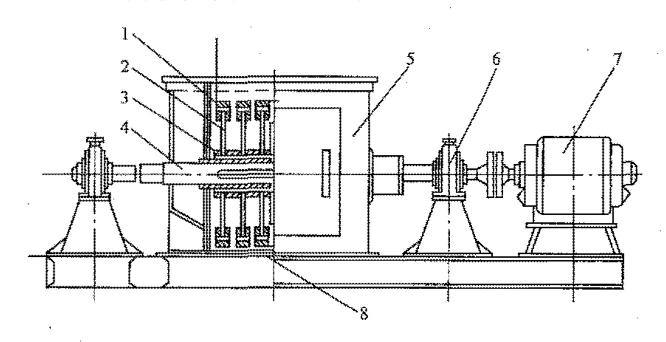


图 12-10　竖井锤击式磨煤机示意图

1—击锤；2—锤臂；3—夹板；4—主轴；5—外壳；6—轴承；7—电动机；8—内衬板

二、钢球磨煤机基础设计

1. 基础的结构选型及布置

（1）钢球磨煤机基础一般采用大块式基础，根据需要也可采用共有底板的墙式和柱墩式基础；

（2）钢球磨煤机基础建造在土质均匀、地基承载力特征值 $f_{ak}\geqslant 250$kPa 的地基上时，可做成前后轴承分开的独立基础，但转动部分与大牙轮轴承必须在同一基础底板上。

（3）钢球磨煤机基础允许局部压在煤仓间框架柱基础上。当基础块体直接与框架基础接触时，可采用橡胶隔振，如图 12-11 所示；当基础块体与框架基础间有空隙时，可采用砂垫层隔振的方法，如图 12-12 所示。

2. 基础的静力计算

（1）基组的偏心验算可按第一节的步骤进行。

（2）地基承载力验算，可按第一节的步骤进行。但计算基础底面净压力时，除基础自重、回填土重、设备自重及基础上其他荷载外，还应考虑作用在磨煤机每端轴承中心线处的定向水平当量荷载 P_x（作用在滚筒中心线上），如图 12-13 所示，其值按式（12-13）计算。

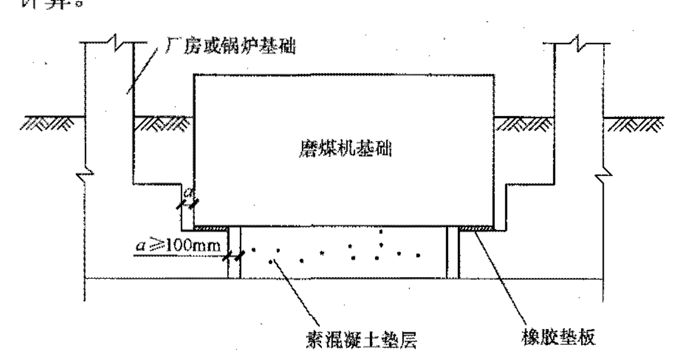


图 12-11　橡胶垫隔振示意图

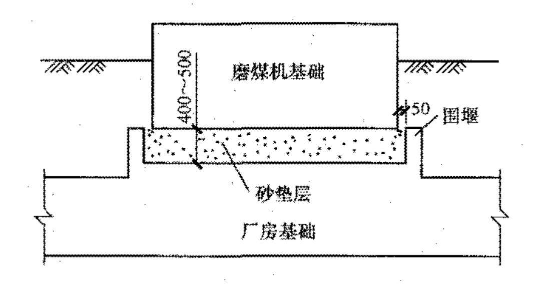


图 12-12　砂垫层隔振示意图

$$P_x = 0.15W_r \tag{12-13}$$

式中　W_r——磨煤机内碾磨体总重，t。

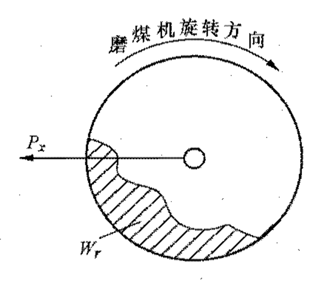


图 12-13　定向水平当量荷载

3. 基础的动力计算

钢球磨煤机的主要振动是由煤和钢球与滚筒的撞击而产生的随机振动，并非由于滚筒的旋转直接引起。

因为滚筒转速仅为 15～25r/min 之间，也就是其频率不超过 0.42Hz，不会产生较大振动。根据 GB 50040《动力机器基础设计规范》的规定，钢球磨煤机基础可不进行动力计算。

4. 基础的配筋与构造

（1）当基础底面最大边长与基础高度之比不超过 5 时，基础上下层钢筋网的钢筋直径不宜小于 12mm，间距不宜大于 300mm，侧面钢筋网根据基础尺寸配置直径不小于 10mm，间距不大于 300mm 的钢筋。

（2）当基础底面最大边长与基础高度之比大于 5 时，则顺着最大边长所配置的下层钢筋网的钢筋断面，可近似地按式（12-14）计算。

$$A_g = \frac{m}{20} \times \frac{a}{h} \tag{12-14}$$

式中 A_g——下层钢筋网的钢筋断面积，cm^2；

m——基组总质量，t；

a——基础底面最大长边，m；

h——基础的高度，m。

上层所配置的钢筋网断面应不小于 A_g 值的 50%。侧面钢筋网根据基础尺寸配置直径不小于 10mm，且间距不大于 300mm 的钢筋。

三、中速磨煤机基础设计

1. 基础的结构选型及布置

（1）中速磨煤机基础一般采用大块式基础，根据需要也可采用共有底板的墙式基础。磨煤机基础大面积压在煤仓间框架柱基础上时，可采用弹簧等隔振基础。根据大量的工程经验，中速磨煤机基础压在厂房基础上时，亦可采取类似钢球磨煤机基础压厂房基础的办法，即采用橡胶隔振垫和砂垫层的办法。

（2）中速磨煤机基础建造在土质均匀的原土地基上。当磨煤机基础局部压在厂房框架柱基础时，可采用局部悬挑等方式与厂房框架柱基础脱开。

2. 基础的动力分析

（1）中速磨煤机，如碗式磨煤机或轮式磨煤机振动是由轮子和磨盘在旋转中压碎煤而产生的随机振动，并非由于滚轮或磨盘的旋转直接引起，因为滚轮或磨盘的转速仅为 22～26r/min 之间，不会产生较大振动。制造厂提不出机器的扰力、主要振动的工作频率等动力计算所需要的动力参数，因此中速磨煤机基础无法进行精确的动力计算。

（2）进行近似计算时，可参照下列原则进行：扰力取 50kN，工作转速取 1200～1500r/min，以此参数按一般简谐振动的旋转式大块式机器基础的计算方法进行计算，最大振动允许振幅值可按 0.06mm 控制。

四、风扇磨煤机基础设计

1. 基础的结构选型及布置

（1）风扇磨煤机基础布置在锅炉房内，其结构型式宜采用大块式基础；

（2）风扇磨煤机基础的布置可参照送风机基础的布置。

2. 基础的动力分析

（1）进行基础的动力计算时，首先应确定基础上的扰力和扰力矩方向和位置。

风扇磨煤机的扰力和偏心距应由制造厂提供。当缺乏资料时，可参照表 12-6 选取。

表 12-6　风扇磨煤机的偏心距及扰力

序号	机器名称	机器转动部件名称	煤质	偏心距 e_0（mm）	扰力 P_0（N）
1	风扇磨煤机	叶轮	软煤	1.0～1.5	$P_0 = me_0\omega^2$
2	风扇磨煤机	叶轮	硬煤	1.5～2.0	

注　表中 m 为机器或电机旋转部分的质量（t），ω 为机器的圆频率（rad/s）。

（2）风扇磨煤机基础（大块式）只需计算基础上部边缘的最大水平振动线位移。基础顶面控制点的最大振动线位移不应大于表 12-7 的允许值。

表 12-7　基础最大振动线位移允许值

基础名称	工作转速（r/min）	允许振幅值（mm）
风扇磨煤机基础	1500≥n>1000	0.06
	1000≥n>750	0.10
	750≥n≥500	0.15
	n<500	0.20

（3）大块式风扇磨煤机基础进行简易计算时，可按本章第四节进行。

第三节　汽动给水泵基础

一、汽动给水泵

汽动给水泵是由可变速的汽轮机驱动的给水泵。给水泵的任务是把除氧器储水箱内具有一定温度、除过氧的给水，提高压力后输送给锅炉，以满足锅炉用水的需要。汽动给水泵的工作转速一般在 3000～6000r/min，属于高、变转速设备。

二、基础的结构选型及布置

汽动给水泵基础布置在汽机房内，其结构型式有

框架式和弹簧隔振基础。目前火力发电厂的汽动给水泵多数采用弹簧隔振基础。

汽动给水泵可布置在汽机房运转层（高位布置）、汽机房中间层、汽机房零米。当布置在运转层和中间层时，应采用弹簧隔振基础；当布置在零米时，宜采用大块式基础。

汽动给水泵采用框架式基础时，有高位布置和低位布置两种结构型式。高位布置时，其顶标高同汽机房运转层标高；低位布置时，其顶标高一般在2.000～3.000m范围内。

汽动给水泵采用框架式基础宜独立布置，不应与汽机房平台结构相连，两者之间应留有变形缝，缝宽不小于100mm，并满足抗震缝的要求。汽动给水泵框架式基础底板也不宜与其他柱基础相连。

三、振动控制标准

ACI 351.3R规定，汽动给水泵的平衡质量等级为G2.5，振动速度均方根值限值为2.5mm/s，振动烈度为1.8。汽动给水泵布置在楼面上时，一般采用柔性支承。根据GB/T 6075.3，区域边界为A/B时，速度均方根限值为3.5mm/s。

GB 50040规定透平压缩机基础顶面控制点的最大振动速度应小于5.0mm/s。汽动给水泵与透平压缩机类似，属于高转速设备，因此，汽动给水泵基础的振动限值可参考透平压缩机。

汽动给水泵基础顶面控制点的最大振动速度应小于5.0mm/s。若采用振动线位移表示时，振动速度与振动线位移的换算按式（12-15）、式（12-16）计算。

$$v = A\omega \tag{12-15}$$

$$\omega = 2\pi f = 0.105n \tag{12-16}$$

式中　v——振动速度，mm/s；

A——振动线位移，mm；

ω——机器扰力的圆频率，rad/s；

f——机器工作频率，Hz；

n——机器工作转速，r/min。

容许振动线位移的限值可参见图12-14。

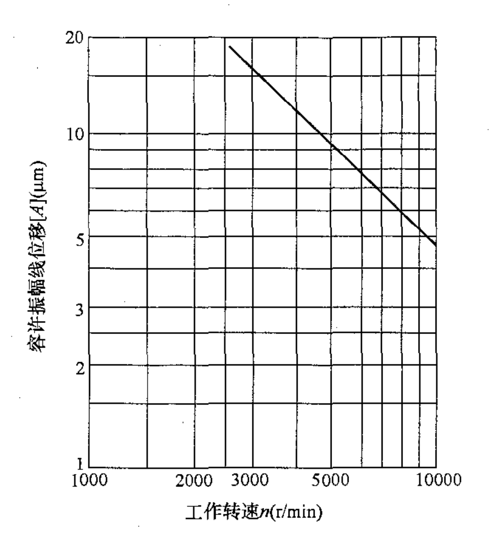


图12-14　容许振动位移限值

四、基础尺寸的确定

（1）汽动给水泵框架式基础的顶板的轮廓尺寸根据工艺（或制造厂）提供的机器布置要求确定，顶板的厚度根据设备和工艺管道的布置要求、静力计算的强度要求以及动力计算的刚度和质量要求确定。为减少基础的振动，可适当加大扰力作用点下梁的质量。当柱中心线与横梁中心线不一致时，应适当增加纵梁的刚度。顶板悬臂部分应尽量减小，并做成实腹式。顶板的梁板尺寸不得小于构造所需的最小厚度要求。

（2）汽动给水泵框架式基础根据机器和管道的布置确定梁柱数量和位置。梁柱的布置尽可能对称于机器的主轴，截面尺寸根据静力和动力计算要求确定。在满足强度和稳定要求的前提下，宜适当减小柱子的刚度。柱子截面宜采用矩形，其宽度不得小于构造所需的最小截面宽度要求。

（3）汽动给水泵框架式基础的底板宜采用筏板结构。底板面积根据地基承载力计算确定，并根据基组（机器与基础）的重心与基础底面形心的偏心距的限制规定予以扩展。基础底板厚度根据静力计算和柱子嵌固于底板的计算假定确定，并不得小于构造所需的最小厚度要求。

五、基础的静力计算

1. 基组的偏心验算

基组的偏心验算见第一节静力计算部分。

2. 不进行承载力计算的条件

当框架式基础符合下列条件时，可不进行承载力计算：

（1）顶板或框架梁的跨度不大于4.0m；

（2）作用于每榀框架上的机器自重不大于150kN；

3. 基础的承载力计算

（1）荷载及荷载组合。

1）汽动给水泵框架式基础进行承载力计算时，应考虑的荷载及各项荷载的分项系数可按表12-8采用。

表12-8　　各项荷载的分项系数

荷载种类	荷载名称	分项系数
永久荷载	基础自重、机器自重、安装在基础上的其他设备自重、基础上的填土重、支承在基础上的管道自重	1.2
可变荷载	动力荷载（或当量荷载）、顶板活荷载	1.4
偶然荷载	地震作用	1.3

2）顶板上的检修荷载标准值可取 10kPa，使用荷载可取 2kPa。

3）汽动给水泵的扰力当量荷载。按正负方向的集中荷载作用在基础上，其数值可按下列规定采用：

竖向当量荷载，可按式（12-17）计算。

$$N_z = 5W_g \frac{n}{3000} \tag{12-17}$$

式中　N_z——竖向当量荷载，kN；

W_g——机器转子自重，kN。

横向、纵向当量荷载可分别取竖向当量荷载的1/4、1/8，分别作用在横梁、纵梁轴线上。

对不承受机器转子自重的基础构件，其当量荷载在竖向和横向均匀可取构件自重的 1/2，在纵向可取构件自重的 1/4。

4）承载力计算应按下述荷载组合，并取其较大值作为控制值：

基本组合可由永久荷载与可变荷载组合，可变荷载中的各项动力荷载只考虑单向作用，其组合系数可取 1.0；

偶然组合可由永久荷载、可变荷载及偶然荷载（地震作用）组合，其中可变荷载中的当量荷载组合系数可取 0.25，地震作用组合系数可取 1.0。

（2）框架承载力计算。

1）汽动给水泵基础按平面框架简化计算时，计算简图按下列规定确定：

柱和顶板横梁按横向平面框架计算，当量荷载考虑竖向和横向的作用；

柱和顶板纵梁按纵向平面框架计算，当量荷载考虑竖向和纵向的作用。

2）计算纵、横梁在作用于梁顶的水平荷载产生的弯矩及在垂直向荷载偏心作用产生的扭矩时，可近似地假定梁的两端为固定支座来计算梁的扭矩值。

汽动给水泵基础按空间结构来计算时，可采用机器基础结构分析程序（MFSAP）或其他经过鉴定的相关计算程序来进行计算。

3）地基承载力计算见第一节静力计算部分。

4）基组偏心验算。为了防止基础偏沉，保证机器正常运行，基组的总重心应力求与基础底面形心在同一垂直线上，如偏心不可避免时，偏心距与偏心方向的基础底面边长之比不得大于 3%。偏心计算可按本章第一节大块式基础静力计算中的步骤进行。

六、汽动给水泵基础的动力计算

（1）进行基础的动力计算时，首先应确定基础上的扰力和扰力矩方向和位置。汽动给水泵的扰力应由制造厂提供。当缺乏资料时，可按式（12-18）～式（12-20）计算。

$$P_z = 0.25W_g\left(\frac{n}{3000}\right)^{3/2} \tag{12-18}$$

$$P_x = P_z \tag{12-19}$$

$$P_y = 0.5P_x \tag{12-20}$$

式中　P_z——沿基础竖向的机器扰力，kN；

P_x——沿基础横向的机器水平扰力，kN；

P_y——沿基础纵向的机器水平扰力，kN；

W_g——机器转子自重，kN；

n——机器工作转速，r/min。

（2）扰力作用位置按机器转子自重分布的实际情况确定。

（3）汽动给水泵框架式基础宜按空间多自由度力学模型进行动力计算。可采用 MFSAP 或其他经过鉴定的相关计算程序来进行计算。

（4）框架式基础计算模型可简化为一个多质点的空间框架模型，如图 12-15 所示。在简化过程中，集中质量和扰力均视为作用于杆件的几何轴心且相邻的杆件均成正交。

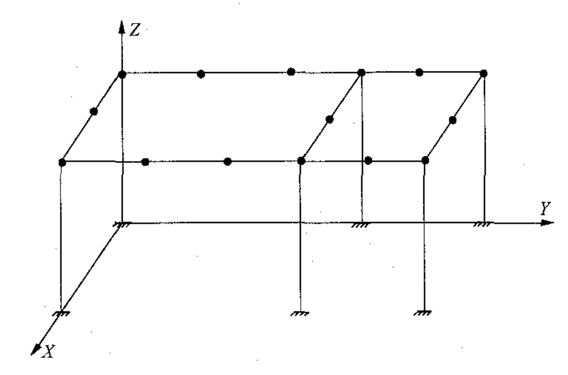


图 12-15　框架式基础空间模型

（5）质点的布置应遵循下列假定：

1）质点设置在扰力作用点处；

2）质点设置在横梁、纵梁节点处；

3）横梁上的质点一般设置在横梁中点，亦可按荷载实际分布情况或横梁的截面变化情况增设质点；

4）纵梁上的质点可根据纵梁跨度、荷载分布等因素确定，但每一跨不得少于一个质点（不包括柱顶质点）。

（6）计算各质点重力时应考虑下列荷载：基础顶板重、机器（包括管道）重、平台重以及柱子 1/2 高度的重量。

1）顶板质点重力的确定。以柱内边为准将顶板按 45°角分成若干块，如图 12-16 所示。将每块面积的重力分别集中到邻近的纵、横梁上，则每点分配的板重即为图中相应的阴影面积。

2）设备折算重力的确定。如图 12-17 中设备重力 W 的分配，可根据重力与纵、横梁的距离成反比的原则进行。

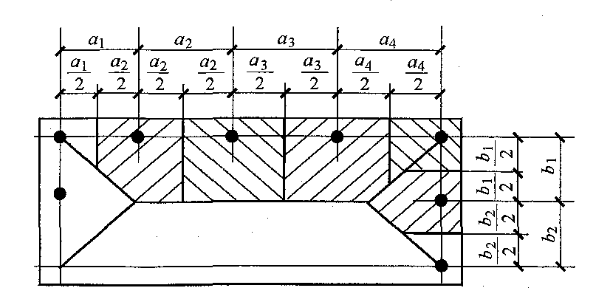


图 12-16　顶板各质点重力确定示意图

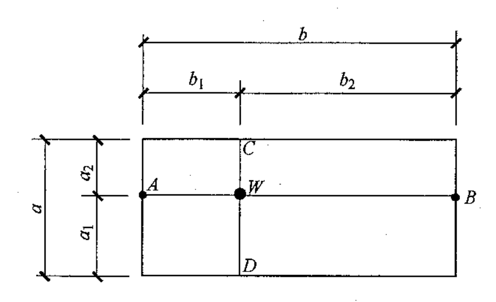


图 12-17　设备折算重力确定示意图

例如 A 点所分配的重力 W_A 按式（12-21）、式（12-22）计算。

$$W_A = \xi_A W \tag{12-21}$$

$$\xi_A = \frac{\frac{1}{b_1}}{\frac{1}{a_1}+\frac{1}{a_2}+\frac{1}{b_1}+\frac{1}{b_2}} \tag{12-22}$$

（7）杆件计算长度的确定。

1）横向刚架的计算跨度 l 和计算高度 h，一般取 $l=l_0$，$h=h_0$。

当刚架角部加腋时，可按式（12-23）、式（12-24）计算。

$$l = l_0 - 2\Delta b \tag{12-23}$$

$$h = h_0 - \Delta a \tag{12-24}$$

式中　l_0——横向刚架两柱中心间距离（图 12-18），m；

h_0——底板顶面到横梁中心线的高度（图 12-18），m；

Δ——无量纲系数（图 12-19）。

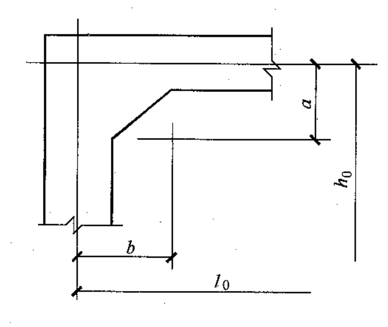


图 12-18　刚架尺寸示意图

2）各榀横向刚架的计算跨度和计算高度不等时，可分别取其平均值作为计算值。

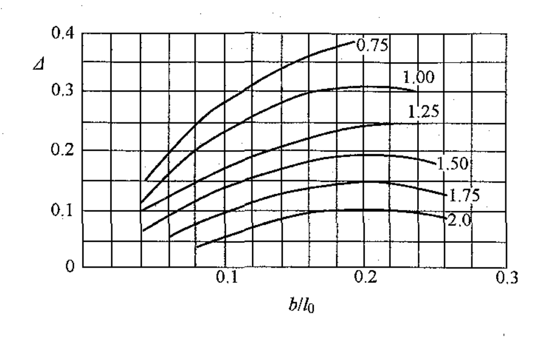


图 12-19　Δ 系数

注：图中曲线分别为 h_0/l_0 为 0.75、1.00、1.25、1.50、1.75 与 2.0。

3）纵向刚架的计算跨度为相邻两榀横向刚架中心线的距离。

（8）顶板刚度的计算方法。

1）当顶板无开孔时，可按下述方法简化处理：设板在纵、横梁方向的净跨度分别为 a 和 b，则 $a/4$ 的板宽应算在横梁截面和截面惯性矩之内，$b/4$ 的板宽应算在纵梁截面和截面惯性矩之内。

2）当顶板有开孔时，应按实际截面计算。若其断面和截面惯性矩大于无开孔板的相应值时，则应按无孔板考虑。

（9）汽动给水泵基础进行动力计算时，可采用 MFSAP 或其他经过鉴定的相关计算程序来进行计算。

七、基础的配筋与构造

（1）汽动给水泵框架式基础配筋与构造要求，可按第一节的规定执行，且框架柱截面不应小于 600mm×600mm，柱纵向钢筋总配筋率不得小于 1%，框架梁上、下主筋配筋率为 0.5%～1.0%，且不少于 5 根直径为 25mm 的 HRB400 级钢筋；

（2）混凝土的强度等级不小于 C25。

第四节　风　机　基　础

风机主要有锅炉排烟用的引风机、锅炉送风用的送风机，煤粉制备系统采用直吹式系统时还有输送煤粉用的一次风机等。

一、结构选型及布置

（1）引风机基础布置在引风机室内或露天布置，其结构型式主要是大块式基础。当工艺布置需要时也可采用墙式或框架式基础。

（2）引风机基础一般容易做到与厂房基础或其他结构脱开布置，不必采取隔振措施。风机基础与建筑物基础脱开布置时，其缝宽不应小于 100mm。

（3）送风机基础和一次风机基础布置在锅炉房内，其结构型式主要是大块式基础。锅炉构架基础为大板式基础时，送风机基础和一次风机基础坐落在锅炉基

础上。此时，风机基础和锅炉基础之间采用砂垫层来进行隔振，砂垫层可采用400～500mm厚中、粗砂（图12-20），砂垫层围堰可配置Φ8@200的钢筋。

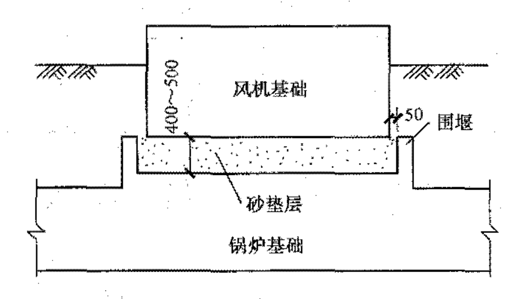


图12-20　砂垫层隔振示意图

砂垫层厚度、机器工作频率与振动传递率的关系可参照图12-21的曲线。

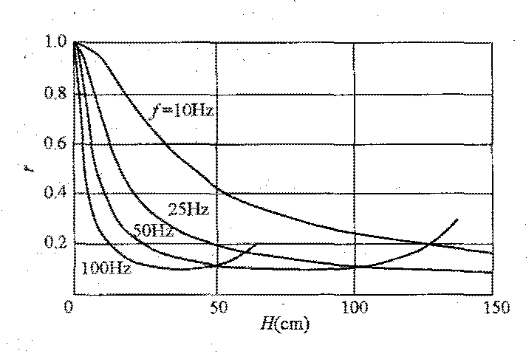


图12-21　混凝土—砂垫层—混凝土的隔振效率曲线图
H—砂垫层厚度；r—振动传递率；f—机器的工作频率

（4）锅炉构架基础为单独基础或局部联合基础时，送风机基础和一次风机基础布置在锅炉构架基础之间，这时送风机基础和一次风机基础往往局部压在锅炉构架基础之上。风机基础局部压在锅炉构架基础部分可采用砂垫层或橡胶垫隔振，如图12-22所示。橡胶垫厚度可取20mm左右。橡胶可采用耐候性和防老化性能较好的氯丁胶或隔振性能好的丁基胶。

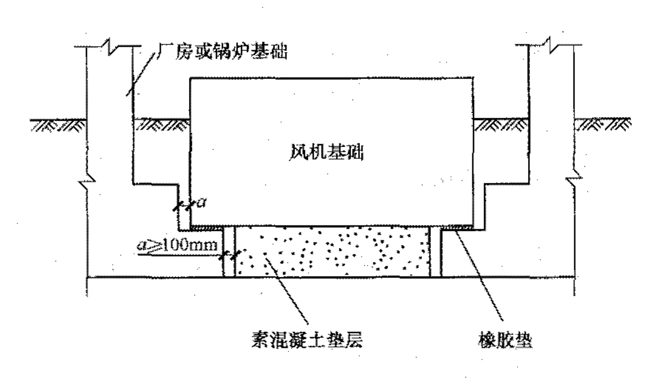


图12-22　橡胶垫隔振示意图

橡胶垫厚度、机器工作频率与振动传递率的关系可参照图12-23的曲线。

（5）送风机基础和一次风机基础局部压在厂房基础或锅炉基础台阶时，可采用局部悬挑的结构型式，如图12-24所示。

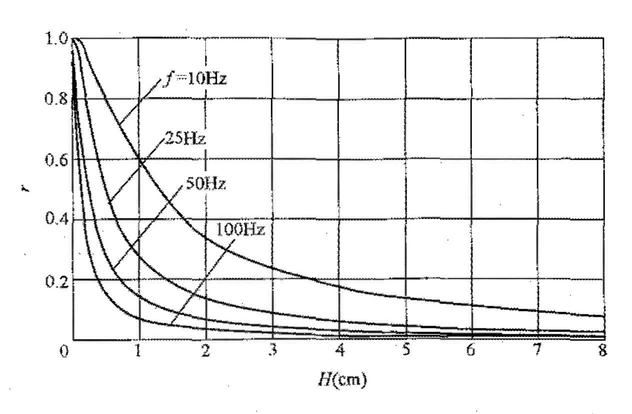


图12-23　混凝土—橡胶垫—混凝土的隔振效率曲线图
H—橡胶垫厚度；r—振动传递率；f—机器的工作频率

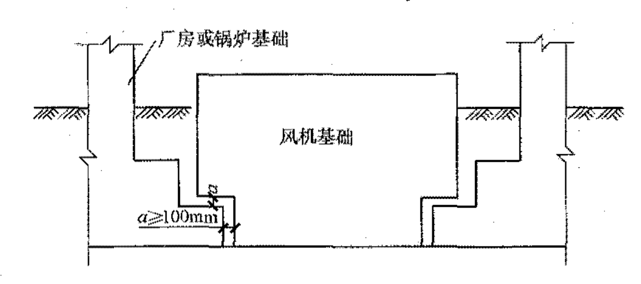


图12-24　局部悬挑的基础示意图

二、基础的动力计算

（1）风机的扰力和偏心距应由制造厂提供。当缺乏资料时，可参照表12-9选取。

表12-9　　风机的偏心距及扰力

序号	机器名称	机器转动部件名称	偏心距 e_0（mm）	扰力 P_0（N）
1	送风机 一次风机	叶轮	0.5～0.7	$P_0=me_0\omega^2$
2	引风机	叶轮	0.7～1.0	

注　1. 表中 m 为机器或电机旋转部分的质量（t）；
　　2. ω 为机器的圆频率（rad/s）。

扰力的作用位置，应按机器转子自重分布的实际情况确定。

风机的扰力也可根据平衡品质等级按式（12-1）计算。

（2）风机基础（大块式）只需计算基础上部边缘的最大水平振动线位移。基础顶面控制点的最大振动线位移应满足制造厂提出的要求，若制造厂未提出相关要求，可按表12-10选用。

表12-10　基础最大振动线位移允许值

基础名称	工作转速（r/min）	允许振幅值（mm）
风机基础	1500≥n>1000	0.06
	1000≥n>750	0.10

续表

基础名称	工作转速（r/min）	允许振幅值（mm）
风机基础	$750 \geqslant n \geqslant 500$	0.15
	$n < 500$	0.20

（3）风机基础的动力计算按 GB 50040《动力机器基础设计规范》的有关规定进行。

（4）大块式风机基础进行简易计算时，计算简图如图 12-25 所示，并按式（12-25）、式（12-26）进行计算。

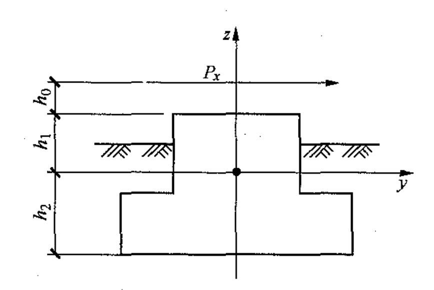


图 12-25　大块式基础计算简图

$$A_{x\varphi 0}=1.2\left(\frac{P_x}{K_x}+\frac{P_x H_h}{K_\varphi}h\right)\frac{\omega_{nls}^2}{\omega_{nls}^2-\omega^2} \tag{12-25}$$

$$H_h = h_0 + h_1 + h_2$$

$$h = h_1 + h_2$$

$$\omega_{nls} = \lambda \omega_{nx} \tag{12-26}$$

$$\omega_{nx} = \sqrt{\frac{K_x}{m}}$$

$$K_x = C_x A \qquad C_x = 0.7C_z$$

$$m = m_f + m_m + m_s$$

式中　$A_{x\varphi 0}$——在水平扰力作用下，基础顶面的水平向振动线位移，m；

P_x——机器的水平扰力，kN；

K_x——天然地基抗剪刚度，kN/m；

K_φ——天然地基抗弯刚度，kN·m；

ω_{nx}——基组 x 向水平固有圆频率，rad/s；

C_x——天然地基抗剪刚度系数，kN/m^3；

C_z——天然地基抗压刚度系数，kN/m^3；

A——基础底面积，m^2；

m——基组的质量，t；

m_f——基础的质量，t；

m_m——基础上设备的质量，t；

m_s——基础上回填土的质量，t；

ω——机器的扰力圆频率，rad/s；

λ——频率比，可按表 12-11 采用；

h_0——水平扰力作用线至基础顶面的距离，m；

h_1——基组重心至基础顶面的距离，m；

h_2——基组重心至基础底面的距离，m。

表 12-11　　频率比 λ

L/h	1.5	2.0	3.0
λ	0.7	0.8	0.9

第五节　碎煤机基础

一、碎煤机的用途及工作原理

碎煤机主要适用于燃煤电厂，因锅炉用煤通常是未经过分级的原煤，原煤粒度大多不符合锅炉用煤要求，需要进行破碎，因此燃煤电厂输煤系统中都要设置碎煤机，把煤破碎成一定的粒度，以满足锅炉燃烧的要求。

碎煤机是一种带有破碎环的冲击转子式破碎机，破碎环吊在随转子一起旋转的悬轴上，破碎环随转子作旋转冲击运动和绕悬轴自旋运动；破碎过程是通过破碎环的两段工作来完成：当物料进入破碎腔后，在第一段旋转的破碎环冲击破碎；在第二段，落在筛板上的初碎颗粒，受破碎环挤压进一步破碎，同时通过筛孔排出。少量不能被破碎的物料则进入废料室，而后定期从废料室清除。

二、碎煤机基础设计

碎煤机坐落在碎煤机室的楼面上，由于碎煤机的扰力较大，目前，均采用弹簧隔振的方式解决设备对厂房结构的影响，同时保证设备稳定运行。弹簧隔振的方式有两种：一种由设备厂家完成，设备通过弹簧坐在刚性座并支承在结构楼面上；另一种由设计院或隔振厂家完成，设备坐落在混凝土台板上，混凝土台板通过弹簧支承在结构楼面上。前者楼面比较规整，有利于结构布置；后者楼面需要下沉，结构较复杂，但隔振效果更好。

碎煤机的隔振设计详见隔振案例部分。

第六节　隔振设计

一、隔振理论及设计方法

（一）非随机扰力机器

1. 非随机扰力

汽动给水泵为中高转速机器，扰力可按透平压缩机计算，见式（12-14）。碎煤机、中速磨煤机、风扇磨煤机具有旋转机器的特点，扰力可按式（12-1）计算。在进行隔振设计时，上述扰力可以视为简谐时间

函数即周期性扰力。

2. 基本理论

单自由度体系在周期性扰力 $P=P_0\sin\omega t$ 作用下的有阻尼强迫振动平衡方程为：

$$m\ddot{Z}+c\dot{Z}+KZ=P_0\sin\omega t$$

式中 Z——竖向位移；

c——阻尼系数；

m——体系的质量；

K——体系的刚度；

ω——机器的扰力圆频率，rad/s。

方程的解为：

$$Z=\frac{P_0\sin(\omega t-\varphi)}{K\sqrt{\left(1-\frac{\omega^2}{\omega_z^2}\right)^2+4\xi^2\left(\frac{\omega}{\omega_z}\right)^2}}$$

式中 φ——扰力与位移之间的相位角；

ω_z——体系的固有圆频率；

ξ——阻尼比。

方程解中的 $\frac{1}{\sqrt{\left(1-\frac{\omega^2}{\omega_z^2}\right)^2+4\xi^2\left(\frac{\omega}{\omega_z}\right)^2}}$ 在隔振体系中称为隔振系数 η，而隔振率 $T=(1-\eta)\times100\%$。隔振设计，就是要使隔振体系的固有频率 ω_z 大大低于扰力频率 ω，从而使得体系的竖向振动位移 Z 值大大减小，进而达到隔振的目的。

3. 设计方法

（1）取得必要的隔振设计资料。隔振设计时，首先应取得全面的、详细的设计资料。这些资料包括：机器的质量及其分布、扰力的大小及分布、机器转速、振动控制标准等。

（2）隔振参数的选择。

1）根据机器的振动状况和环境要求确定隔振系数 η。

2）根据隔振系数，按式（12-27）确定隔振基础的自振圆频率。

$$\omega_{nz}=\omega\sqrt{\frac{\eta}{1+\eta}} \tag{12-27}$$

3）按式（12-28）确定台座的质量 m_2。

$$m_2\geqslant\frac{P_z}{[A]\omega^2}-m_1 \tag{12-28}$$

式中 m_1——机器质量，t；

m_2——台座质量，t；

P_z——机器的竖向扰力，kN；

$[A]$——台座的竖向允许振动线位移，m。

4）隔振器的竖向总刚度 K_z 可按式（12-29）计算。

$$K_z\leqslant\frac{\omega^2 m}{\frac{1}{\eta}+1} \tag{12-29}$$

$$m=m_1+m_2$$

式中 m——隔振基础的总质量，t。

5）隔振器的数量可按式（12-30）计算。

$$N\leqslant\frac{K_z}{K_i} \tag{12-30}$$

式中 N——隔振器的数量；

K_i——单个隔振器的竖向刚度，kN/m。

6）按式（12-31）核算隔振器的总承载力。

$$NP_i\geqslant mg+1.5P_z \tag{12-31}$$

式中 g——重力加速度，m/s^2；

P_i——单个隔振器的允许承载力，kN。

7）按式（12-32）～式（12-34）确定隔振基础所需阻尼比或阻尼器的数量。

$$C_{zi}=C_z/N_z \tag{12-32}$$

$$C_z=2\xi_z\sqrt{K_z m} \tag{12-33}$$

$$\xi_z\geqslant\frac{1}{2[A_{z\max}]}\times\frac{P_z}{K_z}\times\frac{\omega_{nz}^2}{\omega^2} \tag{12-34a}$$

$$[A_{z\max}]=5[A]$$

式中 ξ_z——阻尼器的竖向总阻尼比；

C_z——阻尼器的竖向总阻尼系数，kN·s；

C_{zi}——阻尼器的竖向阻尼系数，kN·s；

$[A_{z\max}]$——台座的竖向允许共振振动线位移，m；

N_z——阻尼器的数量。

8）调整隔振基础的总质量 m、隔振器竖向总刚度 K_z，最终满足传递率要求。

（3）固有频率的计算。根据隔振基础的质量、转动惯量和隔振器的总刚度，计算基础的平动、扭转、摇摆耦合的固有频率。

（4）隔振基础的振动线位移计算。计算隔振基础在扰力及扰力矩作用下的竖向振动线位移、扭转振动线位移、水平摇摆耦合振动线位移、基础顶面控制点的总振动线位移等。

（5）隔振效率计算。隔振基础的竖向隔振系数 η_z 按式（12-35）计算。

$$\eta_z=\frac{1}{\sqrt{\left(1-\frac{\omega^2}{\omega_z^2}\right)^2+4\xi_z^2\left(\frac{\omega}{\omega_z}\right)^2}} \tag{12-35}$$

（二）随机扰力机器

1. 随机扰力

随机扰力是指机器产生的扰力不是简谐时间函数，如钢球磨煤机的随机扰力可视为白噪声型宽频荷

载，可以按偶然荷载进行动力计算。偶然荷载强度的均方根可按式（12-36）计算。

$$B_m=\sqrt{B}=\alpha m\omega d\left\{\omega\left[1-\left(\frac{\omega^2 d}{2g}\right)^2\right]\right\}^{1/2} \quad (12\text{-}36)$$

式中 B_m——偶然荷载强度的均方根，$(kN \cdot s)^{1/2}$；

B——偶然荷载强度，kN·s；

α——与磨煤机类型有关的系数，一般的磨煤机取 0.7；

d——磨煤机筒体的直径，m；

m——磨煤机内充填的研磨体及物料质量，kg；

ω——磨煤机圆频率，rad/s；

g——重力加速度，m/s^2。

2. 设计方法

（1）垂直扰力引起的基础垂直振动线位移计算。垂直扰力引起的基础垂直振动线位移按式（12-37）、式（12-38）计算。

$$A_z=\frac{1}{K_z}\sqrt{\frac{\pi B\omega_z}{2\xi_z}} \quad (12\text{-}37)$$

$$\xi_z=\frac{C_z}{2\sqrt{K_z m}} \quad (12\text{-}38)$$

式中 A_z——基础垂直振动线位移，mm；

K_z——隔振器的竖向刚度，kN/mm；

ω_z——隔振基础的竖向固有圆频率，rad/s；

ξ_z——隔振基础的竖向振动阻尼比；

C_z——隔振基础竖向阻尼系数，kNs/m。

（2）水平扰力引起的基础振动线位移计算。水平扰力引起的基础振动线位移按式（12-39）～式（12-41）计算。

$$A_{x\varphi}=\frac{h_3+\rho_1}{I+m\rho_1^2}(h_1+\rho_1)\sqrt{\frac{\pi B}{2\xi_{x\varphi1}\lambda_1^3}} \quad (12\text{-}39)$$

$$A_{z\varphi}=\frac{h_3+\rho_1}{I+m\rho_1^2}l_y\sqrt{\frac{\pi B}{2\xi_{x\varphi1}\lambda_1^3}} \quad (12\text{-}40)$$

$$\xi_{x\varphi1}=\frac{C_{x\varphi}+C_y(\rho_1-h_2)^2}{2\lambda_1(I+m\rho_1^2)} \quad (12\text{-}41)$$

式中 $A_{x\varphi}$——水平扰力引起的 x 向位移，μm；

$A_{z\varphi}$——水平扰力引起的 z 向位移，μm；

I——隔振基础对 $x-\varphi$ 轴的质量惯性矩，tm^2；

h_1——隔振基础质心距基础顶面的高度，m；

h_3——隔振基础质心距机器主轴的高度，m；

l_y——机组质量中心至横向最边缘的距离，m；

λ_1——隔振基组第一振型自振圆频率，rad/s；

ρ_1——隔振基础的摇摆振动第一振型的回转半径，m；

$\xi_{x\varphi1}$——隔振基础的摇摆振动第一振型的阻尼比；

h_2——基础质心距基础底面的距离，m；

C_y——隔振基础水平阻尼系数，kNs/m；

$C_{x\varphi}$——隔振基础摇摆阻尼系数，kNs/m。

（3）基础的振幅。基础的最大振动线位移按式（12-42）和式（12-43）计算。

$$A_{z\max}=A_z+A_{z\varphi} \quad (12\text{-}42)$$

$$A_{x\max}=A_{x\varphi} \quad (12\text{-}43)$$

（4）隔振效率。通常假定磨煤机的激励卓越频率为 1000rad/s，则传递系数和隔振效率按式（12-44）、式（12-45）计算。

传递系数：$\eta=|1/[1-(n/60(f_z)^2]|$ （12-44）

隔振效率：$T=(1-\eta)\times100\%$ （12-45）

二、隔振设计的原则

无论是磨煤机基础还是汽动给水泵基础，采用隔振基础的目的主要是防止设备的有害振动传递给厂房，降低设备基础台板振动，从而保证设备本身的安全稳定运行，属于积极隔振的范畴。从工程经验上看，隔振设计时，当台座的振动位移限值满足要求时，即可取得较高的隔振效率，达到良好的隔振效果。基础的隔振设计、隔振元件的供货、安装均由厂家完成，设计人员应配合工艺专业、机器制造厂家、隔振厂家完成基础的隔振设计工作。

三、隔振设计应取得的资料

（1）设备型号、规格及轮廓尺寸图等。

（2）设备重心位置、质量及质量惯性矩。

（3）设备底座外廓图、附属设备、管道位置和坑、沟、孔洞的尺寸、灌浆层厚度、地脚螺栓和预埋件位置等。

（4）与设备和基础连接的有关管线图。

（5）当隔振器支承在楼板上时，需有支承结构的图纸；若隔振器支承基础上时，需有地质资料、地基动力参数和相邻基础的有关资料。

（6）动力设备基础为周期性扰力时，需有工作频率及设备启动和停止时频率增减情况的资料。

（7）动力设备正常运转时所产生的扰力的大小及其作用点位置。

（8）被隔振设备的允许振动幅值。

（9）所选用或设计的隔振器的特性及其使用时的环境条件。

四、振动限制要求

（1）中速磨煤机的台座振动位移限值应由设备厂家提供；

（2）风扇磨煤机的台座振动位移限值可参照表12-12。

表 12-12 风扇磨煤机台座最大振动线位移

机器名称	工作转速（r/min）	允许振动位移（mm）	
		竖向	水平向
风扇磨煤机	1500	0.06	—
	750<n≤1000	0.08	0.10
	500≤n≤750	0.12	0.15
	n<500	0.16	0.20

（3）汽动给水泵的台座振动，其主频下的振动速度均方根值不超过2.8mm/s，可按式（12-46）换算成振动位移单峰值。

$$\hat{S}_{\mathrm{f}}=\frac{0.63}{f} \tag{12-46}$$

式中 $\hat{S}_{\mathrm{f}}$——台座的振动位移单峰值，mm；

f——机器的主频频率，Hz。

（4）碎煤机振动位移限值按表12-13。

表 12-13 碎煤机弹簧隔振基础台面容许振动线位移值

机器转速（r/min）	容许振动线位移（mm）	
	竖向	水平向
360<n≤750	0.15	0.2
n>750	0.10	0.15

五、隔振基础构造设计

1. 隔振基础台座的构造要求

（1）台座混凝土强度等级不宜低于C25。

（2）台座的钢筋宜采用HPB300、HRB400级钢筋。

（3）台座宜采用整板式，厚度不宜小于其净跨的1/6，且不应小于500mm。

（4）台座的挠度不宜大于隔振器压缩变形的1/10。

（5）隔振器四周应预留空间，方便定期检查和维护。

（6）辅助机器边缘到台座边缘的最小水平距离不宜小于100mm。

（7）台座边至隔振器中心线距离不宜小于隔振器埋铁尺寸，并不应小于200mm。

（8）地脚螺栓预留孔边缘距基础或孔洞边缘不应小于100mm。

（9）台座配筋应经计算确定，且其顶部、底部配置通长钢筋，间距宜为200～250mm；沿周边设置构造钢筋，其直径宜为12～16mm，间距宜为200～250mm。

（10）对布置在楼层上的多台设备宜采用独立台座。

（11）台板悬挑长度不宜大于1.5m，悬臂支座处的截面高度不应小于悬挑长度的0.75倍。

2. 隔振元件与台座和支承结构的连接要求

（1）隔振器和台座以及下部结构之间应采取防滑措施；

（2）阻尼器应与台座以及下部结构之间进行固结。

3. 隔振缝的设置

（1）隔振基础的四周应与建筑物隔离，隔振缝宽不宜小于100mm，并不小于板厚的1/30。处于地震区时，缝宽应满足防震缝的要求。

（2）对隔振缝应采取可靠的封闭措施（可采用建筑密封膏等），防止异物掉入和地面水流入，并且封闭措施不得传递振动。

六、隔振材料与隔振元件

目前，隔振元件常采用钢圆柱螺旋弹簧。

（1）钢圆柱螺旋弹簧材料。钢圆柱螺旋弹簧采用GB/T 1222《弹簧钢》钢材制作，常用弹簧钢材的力学性能指标见表12-14。

表 12-14 常用弹簧钢的力学性能

材料牌号	允许剪应力（$\mathrm{N/mm^2}$）	剪切模量 G（$\mathrm{N/mm^2}$）	弹性模量 E（$\mathrm{N/mm^2}$）
55CrMnA	430	7.88×10^4	2×10^5
60CrMnA	430		
60Si2MnA	445		
50CrVA	445		
60Si2CrVA	560		

注 表中所列允许剪应力是受动荷载作用在10^6次以上的数值。

（2）钢圆柱螺旋压缩弹簧的设计可按以下步骤进行：

1）每个弹簧所承受的荷载W_i（kN）按式（12-47）计算。

$$W_i=\frac{W+1.5P_z}{N_t} \tag{12-47}$$

式中 W——弹簧隔振器以上的全部静荷载（设备及台板的自重），kN；

P_z——作用在弹簧隔振器上的全部竖向动力荷载，kN；

N_t——弹簧个数。

2）每个弹簧的竖向刚度K_{zti}（kN/mm）按式

(12-48) 计算。

$$K_{zti}=K_{zi}/N_{t} \quad (12\text{-}48)$$

式中 K_{zi}——每个隔振器的竖向总刚度，kN/mm。

3）根据 GB/T 1239.6《圆柱螺旋弹簧设计计算》，弹簧的旋绕比 C 按式（12-49）计算。

$$C=D/d \quad (12\text{-}49)$$

式中 D——弹簧中径，mm；

d——弹簧材料直径，mm。

4）弹簧的曲度系数 k 按式（12-50）计算。

$$k=\frac{4C-1}{4C-4}+\frac{0.615}{C} \quad (12\text{-}50)$$

5）弹簧材料的直径 d（mm）按式（12-51）计算。

$$d=1.6\sqrt{\frac{1000W_{i}kC}{[\tau]}} \quad (12\text{-}51)$$

式中 $[\tau]$——弹簧材料的允许剪应力，N/mm^2。

6）弹簧的有效圈数按式（12-52）计算。

$$n=\frac{Gd}{7K_{zti}C^{3}} \quad (12\text{-}52)$$

式中 G——弹簧钢材的剪切模量，N/mm^2。

7）弹簧总圈数 n_1 按式（12-53）计算。

$$n_{t}=n+(1.5\sim2.5) \quad (12\text{-}53)$$

8）弹簧自由高度 H_0（mm）按式（12-54）计算。

$$H_{0}=ns+(1\sim2)d \quad (12\text{-}54)$$

式中 s——弹簧节距，mm。

9）弹簧工作高度 H（mm）按式（12-55）计算。

$$H=H_{0}-F_{p} \quad (12\text{-}55)$$

式中 F_p——弹簧的工作变形量（mm），按式（12-56）计算。

$$F_{p}=\frac{8W_{i}D^{3}n}{Gd^{4}}\times1000 \quad (12\text{-}56)$$

10）弹簧压并高度 H_b（mm）按式（12-57）计算。

$$H_{b}=(n_{1}-0.5)d \quad (12\text{-}57)$$

11）弹簧节距 s（mm）按式（12-58）计算。

$$s\geqslant F_{p}/n+(1.2\sim1.3)d \quad (12\text{-}58)$$

12）弹簧螺旋角 α（°）按式（12-59）计算。

$$\alpha=\arctan(t/\pi D) \quad (12\text{-}59)$$

13）弹簧展开长度 L（mm）按式（12-60）计算。

$$L=\frac{\pi Dn_{1}}{\cos\alpha} \quad (12\text{-}60)$$

14）弹簧的水平刚度 K_{xt}（kN/mm）按式（12-61）～式（12-63）计算。

$$K_{xt}=\frac{K_{zt}}{[0.295(H_{p}/D)^{2}+0.384]\eta_{t}} \quad (12\text{-}61)$$

$$\eta_{t}=\frac{1}{1-F/F_{c}} \quad (12\text{-}62)$$

$$\frac{F}{F_{c}}=[1.3\sqrt{1+4.29(D/H_{p})^{2}}-1]^{-1}\frac{F_{p}}{H_{p}} \quad (12\text{-}63)$$

式中 D——弹簧中径，mm；

H_p——弹簧工作高度，mm；

H_0——弹簧自由高度，mm；

F_p——弹簧工作变形量，mm；

15）钢圆柱压缩弹簧的高径比 H_0/D 应符合式（12-64）的要求。

$$H_{0}/D\leqslant2.6 \quad (12\text{-}64)$$

16）当机器的转速较高时，应对钢圆柱压缩弹簧的固有频率进行验算，弹簧的竖向第一阶固有频率 f（Hz）可按式（12-65）计算。

$$f=3.56\times10^{5}(d/nD^{2}) \quad (12\text{-}65)$$

应使扰力频率与计算所得的第一阶固有频率相差2倍以上。

17）疲劳强度的校核按式（12-66）计算。

$$S_{s}=(\tau_{0}+0.75\tau_{\min})/\tau_{\max}\geqslant S_{s\min} \quad (12\text{-}66)$$

$$S_{s\min}=1.8\sim2.2$$

式中 τ_0——脉动疲劳极限，N/mm^2，按表 12-15 选取；

τ_{min}——最小工作应力，N/mm^2；

τ_{max}——最大工作应力，N/mm^2。

表 12-15 脉动疲劳极限 τ_0

变荷载循环次数	10^4	10^5	10^6	10^7
τ_0	0.45 σ_b	0.35 σ_b	0.33 σ_b	0.30 σ_b

七、辅机隔振设计实例

（一）辅机隔振设计主要参数统计

近年来，火力发电厂辅助机器基础大量采用了弹簧隔振技术，表 12-16～表 12-18 为一些辅助机器基础隔振设计的参数统计。

（二）汽动给水泵弹簧隔振基础设计实例

1. 设计资料

汽动给水泵隔振基础设计所需设计资料包括设备厂家提供的相关设备参数（设备自重、转动部分重量和转速或转速范围）；设计院应提供汽动给水泵组的基础布置图，包括基础平面尺寸、设备轴承线定位、基础开孔、设备地脚螺栓孔和二次灌浆区域等信息。

（1）厂家资料提取的主要信息见表 12-19。

表 12-16　　火力发电厂汽动给水泵基础隔振设计参数

序号	工程名称	单机容量	汽动给水泵配置	制造厂商	台板尺寸 长（m）×宽（m）×高（m）	台板重量（kN）	设备重量（kN）	隔振器			
								数量	工作高度 mm	竖向刚度（kN/mm）	水平刚度（kN/mm）
1	华能岳阳电厂	600MW	半容量	东方汽轮机有限公司	11.529×5.0×1.0	1330.47	896.5	48	340	9.66	7.48
2	江苏华电句容电厂	1000MW	半容量	上海汽轮机厂有限公司	9.4×5.8×1.36	1223	928	40	380	7.57	7.72
3	华能浙江长兴电厂	660MW	全容量	杭州汽轮机股份有限公司	14.145×4.4×1.38	2769	1487	36	380	10.09	10.30
4	浙江浙能温州电厂	660MW	全容量		8.25×4.0×1.643	2767	1518	32	380	10.09	10.30
5	广西柳州鹿寨电厂	300MW	全容量	杭州汽轮机股份有限公司	10.5×5.2×1.1	1357	692	20	380	8.89	9.67
6	胜利发电厂	600MW	全容量	东方汽轮机有限公司	11.6×5.2×1	1633	811	14	380	6.97	7.41
7	土耳其 BEKIRLI 电厂	600MW	半容量	杭州汽轮机股份有限公司	8.262×5.6×1	1480	615	14	380	7.57	7.72
8	山东寿光电厂	1000MW	全容量	上海汽轮机厂有限公司	14.2×6.3×1.52	3052	1473	18	380	10.09	10.3
9	内蒙古京能集宁热电厂	350MW	半容量	杭州汽轮机股份有限公司	9.38×5.46×1.1	1223	687	10	380	7.57	7.72
10	中电投芜湖电厂	660MW	半容量	上海电力修造总厂	8.85×6.1×1.05	1190	752	12	340	8.69	6.73
11	国电谏壁发电厂	1000MW	半容量	杭州汽轮机股份有限公司	7.59×5.4×1.85	1265	863	10	380	8.89	9.67
12	国华徐州茅村电厂	1000MW	半容量	上海汽轮机厂有限公司	8.845×6×1.41	1260	822	12	380	6.97	7.41
13	江苏南通电厂	1000MW	半容量		12.4×5.8×1.5	2141	955	14	380	7.68（8.89）	9.03①（9.67）
14	国电泰州电厂	1000MW	半容量	上海汽轮机厂有限公司	13.5×5.4×1.2	2007	1110	14	380	8.89	9.67
15	国投哈密发电有限公司	660MW	半容量	北京电力修造厂	8.8×5.2×1.25	1119	528	10	380	6.36	7.09
16	淮北平山发电有限公司	660MW	全容量		14.15×7.3×1.68	3544	1429	24	380	8.89	9.67

表 12-17　　火力发电厂磨煤机基础隔振设计参数

序号	工程名称	单机容量	磨煤机型号	制造厂商	台板尺寸 长（m）×宽（m）×高（m）	台板重量（kN）	设备重量（kN）	隔振器			
								数量	工作高度（mm）	竖向刚度（kN/mm）	水平刚度（kN/mm）
1	江苏华电句容电厂	2×1000MW	ZGM133G	北京电力设备总厂	9×8×3.97	5995	2398	36	380	10.09	10.30

续表

序号	工程名称	单机容量	磨煤机型号	制造厂商	台板尺寸 长（m）×宽（m）×高（m）	台板重量（kN）	设备重量（kN）	隔振器			
								数量	工作高度（mm）	竖向刚度（kN/mm）	水平刚度（kN/mm）
2	胜利发电厂	1×600MW	MGS4360 双进双出	北方重工设计研究院	15×8.1×1.5	6679	4065	40	380	10.09	10.3
3	土耳其 BEKIRLI 电厂	2×600MW	ZGM113	北京设备电力总厂	7.8×6×2.71	3551	1584	24	340	12	8.9
4	华电喀什热电有限公司	350MW	HP863		7.2×4.8×2.2	2900	1130	18	380	8.89	9.67

表 12-18　　火力发电厂碎煤机基础隔振设计参数

序号	工程名称	单机容量	碎煤机型号	制造厂商	台板尺寸 长（m）×宽（m）×高（m）	台板重量（kN）	设备重量（kN）	隔振器			
								数量	工作高度（mm）	竖向刚度（kN/mm）	水平刚度（kN/mm）
1	江苏华电扬州电厂	2×300MW		沈阳电力机械总厂	6.9×5.1×0.85	656	440	20	340	5.80	4.49
2	长春第一热电厂	2×350MW	KRC12×18 型环锤式碎煤机	沈阳电力机械总厂	6.9×4.95×0.9	676	369	20	340	5.80	4.49
3	江苏华电句容电厂	2×1000MW	HCSC10 型环锤式碎煤机	山西电力设备厂	8.72×6.57×1.1	1362	407	24	340	7.73	5.98
4	华能浙江长兴电厂	2×660MW			6.5×5.59×1.0	831	354	20	340	6.76	5.24
5	浙江浙能温州电厂	2×660MW		山西电力设备厂	6.4×5.75×0.9	1147	357	12	380	5.05	5.15
6	胜利发电厂	1×600MW	环锤式	沈阳市华能电力燃煤机械总厂	7×4.75×0.9	695	299	8	380	5.05	5.15
7	安徽板集电厂	2×1000MW	环锤式	山西电力设备厂	8.38×4.65×1	894	287	10	380	5.05	5.15
8	内蒙古京能集宁热电厂	2×350MW	KRC12×29 环锤式	沈阳电力机械总厂	8.3×4.8×0.9	683	332	10	380	5.05	5.15
9	国电谏壁发电厂	1000MW			8.75×6.47×1.0	1306	364	12	340	7.73	5.98
10	江苏南通电厂	1000MW			8.25×6.57×1.1	1293	480	12	340	7.73	5.98
11	国电泰州电厂	1000MW	HCSC10	山西电力设备厂	8.75×6.69×1.0	1243	1110	12	340	6.76	5.24

表 12-19　　厂家资料提取的主要信息

项目	设备重量（kN）	转子重量（kN）	工作频率（Hz）	转速范围（r/min）
前置泵	29.0	3.4	33.3	1000～3000
汽轮机	500.0	53.0	100	3000～6000
轴承箱	8.0	3.0	33.3/100	1000～3000
主给水泵	145.0	6.0	100	3000～6000
其他设备（如管道或设备底座）	20.0	—	—	—
总重量	702.0			

（2）设计院提供平面基础尺寸：10.20m×5.20m；基础开孔尺寸约 10.2m²。

2. 弹簧隔振器选型

隔振器选型时应考虑设备正常运行时，隔振器所承担的所有恒荷载，包括设备重量与基础重量，并考虑是否存在真空吸力。一般来讲，其他设备运行荷载对隔振器的竖向压缩量影响较小，选型时可暂不考虑。此设计实例无真空吸力。

根据工程经验，基础重量与设备总重比值宜取 1.0～3.5。此处取 1.75。因此：

基础重量可假定：1.75×702=1228.5（kN）；

基础厚度取：1228.5/（10.2×5.2）=1.05（m）；

综合考虑基础开孔尺寸及设备凸台厚度，最终基础厚度及尺寸如图 12-26 所示。

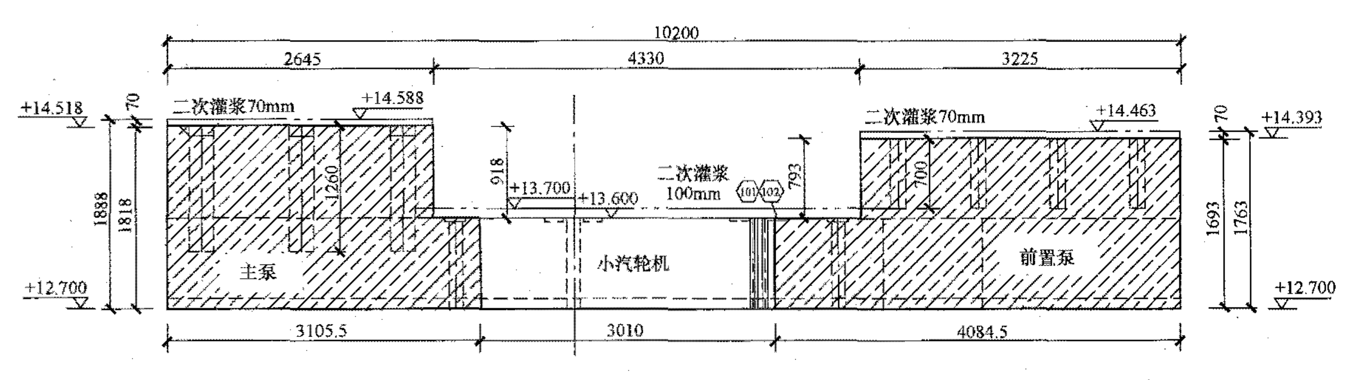


图 12-26　基础尺寸

最终基础重量约 1320kN。

选型考虑安全裕量，一般选用隔振器额定压缩量的 80%作为设计选型工作压缩量，此例隔振器工作压缩量取 25mm。则所需的隔振器总刚度为：

（702+1320）/25=80.88（kN/mm）

考虑基础长度及隔振器布置间距（一般取 1.5～2.0m），参照隔振器参数表选取合适数量的隔振器，此例中选取数量及隔振器刚度见表 12-20。

表 12-20　　隔振器数量及刚度

数量（n）	刚度		总刚度	
	K_v（kN/mm）	K_h（kN/mm）	K_v（kN/mm）	K_h（kN/mm）
4	6.97	7.41	27.88	29.64
8	6.97	7.41	55.76	59.28
总刚度			83.64	88.92

3. 验算隔振系统参数

弹簧（阻尼）隔振器竖向总刚度：

$n \cdot K_v$=（4+8）×6.97=83.64（kN/mm）

弹簧（阻尼）隔振器竖向总载荷：

1320+702=2022（kN）

弹簧（阻尼）隔振器竖向总压缩量：

2022/83.64= 24.2（mm）即 A_t=2.42cm

系统垂向固有频率：$f=\dfrac{5}{\sqrt{A_t}}=\dfrac{5}{\sqrt{2.42}}=3.22$（Hz）

汽动给水泵的额定转速：100Hz

调谐比：　100/3.22=31.06

隔振效率：$\eta=\dfrac{31.06^2-2}{31.06^2-1}=99.90\%$

电动机与前置泵的转速：33.3Hz

调谐比：　33.3/3.22=10.34

隔振效率：$\eta=\dfrac{10.34^2-2}{10.34^2-1}=99.06\%$

系统总质量：m=202.2t

系统竖向总阻尼系数：C=4×150=600（kNs/m）

系统竖向固有角频率：$\omega=2\pi\times3.22=20.23\text{s}^{-1}$

得系统竖向阻尼比：

$$D=\frac{C}{2m\omega}=\frac{600}{2\times202.2\times20.23}=0.073$$

对周期性振动，汽动给水泵组隔振系统的竖向阻尼比的最佳值为 0.05～0.15，本例为 0.073，在最佳值范围内，所以隔振系统选型合适。

4. 汽动给水泵隔振系统动力计算

（1）有限元模型。

一般来说，汽动给水泵组基础都需要采取有限元

分析方法进行基础的动静力特性分析，以判断基础的动静力特性是否满足相关规范要求。

根据设备质量分布及基础外形尺寸，建立有限元模型。当下部结构支撑刚度为隔振器竖向支撑刚度的10倍以上时，给水泵组基础模型与下部结构解耦，下部结构对基础的动力特性影响很小，可以忽略。因此，模型不考虑下部结构模型。

其中，混凝土基础台板以板单元模拟，通过考虑基础的外形和混凝土密度，程序自动计算基础的重量和分布。基础上的二次灌浆层通过台板等效密度法实现只考虑灌浆层的重量不考虑刚度。

设备以质量单元模拟，通过刚性杆与基础台板的板单元连接，质量单元的位置为设备的重心位置。

模型中的质量分布见表12-21。有限元模型如图12-27所示。

表12-21　质量分布

设备名称	节点	质量（t）
主给水泵	3001	7.25
主给水泵	3002	7.25
汽轮机	3003	27.00
汽轮机	3004	23.00
轴承箱	3005	0.80
轴承箱	3006	0.80
前置泵	3007	2.05
前置泵	3008	2.05
总质量		70.20

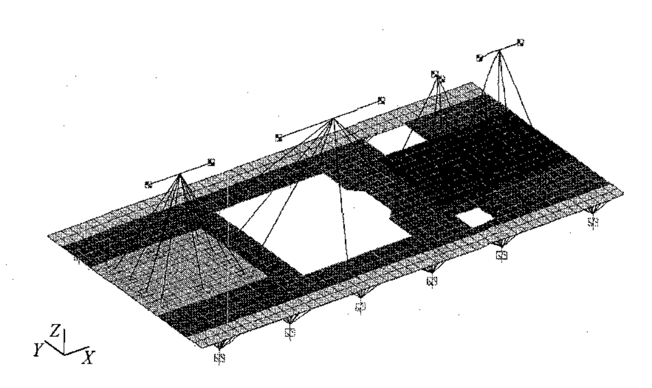


图12-27　有限元模型

（2）基础模态分析。

进行基础的模态分析，研究基础的相关振型。由于设备的工作频率范围较宽，分析的模态频率范围应至少大于工作频率的1.4倍。此例中计算了前20阶，截止频率为180Hz。

相关频率见表12-22。

表12-22　基础的各阶频率

振型	频率（Hz）	振型	频率（Hz）
1	2.57	11	63.5
2	2.72	12	78.3
3	3.23	13	95.2
4	3.93	14	106.4
5	3.97	15	140.6
6	5.88	16	147.0
7	14.6	17	149.7
8	24.3	18	159.0
9	31.4	19	168.3
10	55.9	20	177.2

根据DIN4024标准第5.3.2：

1）f_1=2.5（Hz）≤$0.8f_m$=0.8×50（Hz）=40（Hz）

f_6=5.8（Hz）≤$0.8f_m$=0.8×50（Hz）=40（Hz）

2）f_{10}=55.9（Hz）≥$0.9f_{min}$=0.9×50（Hz）=45（Hz）

f_{11}=63.5（Hz）≥$0.9f_{min}$=0.9×50（Hz）=45（Hz）

……

f_{14}=106.4（Hz）≤$1.10f_{max}$=0.9×100（Hz）=90（Hz）

因此，不满足规范要求需要进行详细动力分析，以判断基础是否满足相关要求。

（3）动力响应分析。

根据DIN ISO 1940表1知：汽轮机质量平衡等级为G2.5，泵和轴承箱质量平衡等级为G6.3。

根据DIN4024规范知：转子不平衡扰力应降低一个平衡等级取值。即：

小汽轮机按质量平衡等级G6.3计算不平衡扰力，$e_{per}\omega$=6.3mm/s；

泵和轴承箱按质量平衡等级G16计算不平衡扰力，$e_{per}\omega$=16mm/s。则

$$F = e_{per}\omega^2(W/g) = e_{per}\omega \times 2\pi f_m \quad (L/g)$$

此处f_m为设备工作频率，W为转子重量；不平衡动扰力计算见表12-23。

表12-23　不平衡动扰力

设备名称	节点	$E^*\omega$ (mm/s)	f_m (Hz)	L (kN)	F (N)
主给水泵	3001	16	100.0	3.00	3020
主给水泵	3002	16	100.0	3.00	3020
汽轮机	3003	6.3	100.0	26.50	10490
汽轮机	3004	6.3	100.0	26.50	10490
轴承箱	3005	16	100.0	1.00	1010
轴承箱	3006	16	33.3	2.00	670
前置泵	3007	16	33.3	1.70	570
前置泵	3008	16	33.3	1.70	570

DIN4024 规定，阻尼比取 0.02。各轴承点不平衡扰力下的振动响应结果输出按 SRSS 方法进行组合并取有效值。

最终各轴承点计算结果振动速度有效值曲线如图 12-28 所示。

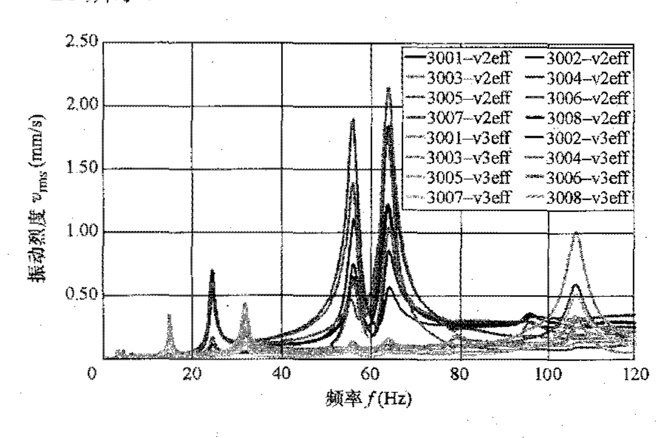


图 12-28 振动速度有效值曲线

根据 ISO 10816-3 规范规定，汽动给水泵组基础 A/B 区振动速度有效值限值为 3.5mm/s，由振动曲线可以看出，最大振动速度有效值在 64Hz 时为 2.2mm/s，满足要求。

5. 基础静力计算

汽动给水泵组基础静力计算主要考虑的荷载工况及组合系数见表 12-24。

表 12-24 主要荷载工况及荷载组合系数

荷载工况	说明	类型	γ_F
1	恒荷载	G	1.00/1.35
2	设备荷载	G	1.00/1.35
3	活荷载（5kN/m^2）	Q	1.50
4	运行荷载	W	1.50
5	管道竖向荷载（+/-Z）	W	1.50
6	管道水平荷载（+/-X）	W	1.50
7	管道水平荷载（+/-Y）	W	1.50
8	地震荷载 X	A	1.00
9	地震荷载 Y	A	1.00
10	动荷载类型 9	A	1.00
11	动荷载类型 10	A	1.00
12	动荷载类型 11	A	1.00
13	动荷载类型 12	A	1.00
14	动荷载类型 13	A	1.00
15	动荷载类型 14	A	1.00
16	动荷载类型 15	A	1.00

在有限元软件中输入各荷载工况，并组合计算各工况下的内力，如弯矩、剪力等。混凝土等级 C30，钢筋等级 HRB400，计算板顶纵向配筋、板顶横向配筋、板底纵向配筋、板底横向配筋、箍筋等。

6. 隔振器位置下部结构荷载

计算考虑恒荷载（如果有真空吸力还需要考虑真空吸力工况）作用下的隔振器压缩量，见表 12-25。

所以恒荷载作用下的隔振器压缩量为 24.2mm，隔振器位置最大竖向荷载为 171kN。

考虑到短期施工荷载和其他后期安装维护工况，下部结构设计时建议竖向荷载按照隔振器额定荷载取值，水平荷载按反应谱法计算。此例根据隔振系统第一阶水平频率计算基础在中震作用下最大地震响应系数为 0.15g。则用于下部结构荷载为（不包含系数）：

表 12-25 隔振器压缩量

恒荷载									
支承	节点 Nr. –	弹簧刚度 K_v（kN/mm）	LC1 恒荷载		LC2 设备荷载		LC1+2 永久荷载		荷载限度
			F_z（kN）	U（mm）	F_z（kN）	U（mm）	F_z（kN）	U（mm）	F_{max}（kN）
1	4001	6.97	97.4	14.0	70.1	10.1	167.5	24.0	230
2	4002	6.97	101.3	14.5	66.3	9.5	167.5	24.0	230
3	4003	6.97	105.5	15.1	62.0	8.9	167.5	24.0	230
4	4004	6.97	111.1	15.9	56.7	8.1	167.5	24.1	230
5	4005	6.97	117.8	16.9	50.5	7.2	168.3	24.1	230
6	4006	6.97	126.9	18.2	41.9	6.0	168.3	24.2	230
7	4007	6.97	98.1	14.1	71.2	10.2	169.3	24.3	230
8	4008	6.97	101.9	14.6	67.4	9.7	169.3	24.3	230
9	4009	6.97	106.2	15.2	63.2	9.1	169.4	24.3	230

续表

支承	节点 Nr. –	弹簧刚度 K_v (kN/mm)	LC1 恒荷载		LC2 设备荷载		LC1+2 永久荷载		荷载限度
			F_z (kN)	U (mm)	F_z (kN)	U (mm)	F_z (kN)	U (mm)	F_{max} (kN)
10	4010	6.97	111.8	16.0	57.9	8.3	169.7	24.3	230
11	4011	6.97	118.5	17.0	51.7	7.4	170.2	24.4	230
12	4012	6.97	127.7	18.3	43.2	6.2	170.9	24.5	230
总的		83.6	1324.3		702.0		2026.3		2760
平均的				15.8		8.4		24.2	

F_{xmax}=0.15×2026=31（kN）

F_{ymax}=0.15×2026=31（kN）

F_{zmax}=230（kN）

（三）磨煤机弹簧隔振基础设计实例

1. 设计资料

磨煤机隔振基础设计所需设计资料包括设备厂家提供的相关设备参数（设备自重及分布、动载荷等）；设计院应提供磨煤机基础布置图等。

（1）从厂家获取资料的主要信息见表 12-26。

表 12-26　厂家设备资料中的主要信息

参数名称	数值
磨煤机重量，W_m（kN）	2300
电动机重量，W_d（kN）	98
磨煤机振动频率，f（Hz）	25
磨煤机额定转速，n_m（r/min）	22.3
电动机额定转矩，M_e（N·m）	9646
电动机额定转速，n_d（r/min）	990

（2）设计院提供平面基础尺寸：9.0m×8.0m，如图 12-29 所示。

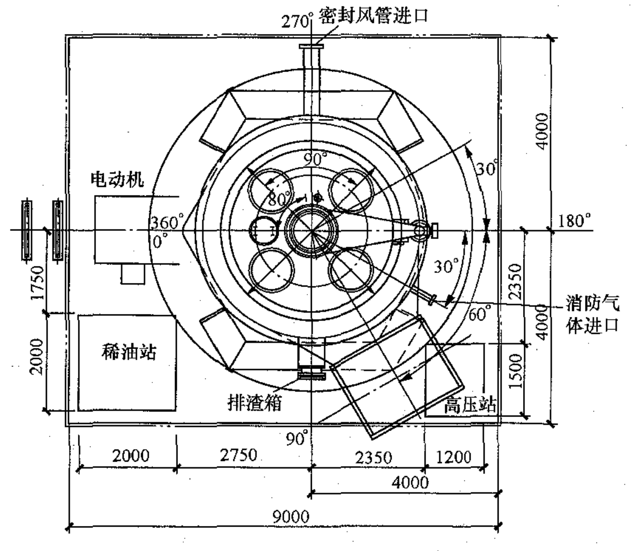


图 12-29　基础平面尺寸

2. 弹簧隔振器选型

隔振器选型时应考虑设备正常运行时隔振器所承担的所有恒荷载。对于此例磨煤机隔振基础主要考虑磨煤机重量，电动机重量和隔振基础重量。

本算例为中速磨，根据工程经验，中速磨磨煤机的基础与设备重量比宜取 2.0～2.5，因此：

基础重量可假定为：2.5×（2300+98）=5995（kN）

基础厚度平均值：5995/（9.0×8.0×24）=3.47（m）

综合考虑基础开孔尺寸及设备凸台厚度，最终基础厚度取值见表 12-27。

基础最终重量约 6005kN。

表 12-27　基础厚度取值

区域	γ_1 (kN/m^3)	H_1 (m)	γ_2 (kN/m^3)	H_2 (m)	γ^* (kN/m^3)
1	24	2.320	24	0.100	25.03
2	24	3.870	24	0.100	24.62
3	24	3.770	24	0.200	25.27
4	24	3.680	24	0.290	25.89
5	24	2.130	24	0.290	27.27
6	24	3.220	24	0.000	24.00

选用 GP（VM）系列隔振器，额定压缩量 33mm。选型考虑安全裕量，选用额定压缩量的 80%即 25mm 作为设计选型工作压缩量。则所需的隔振器总刚度为：

（2300+98+6005）/25=336（kN/mm）

考虑基础长度及隔振器布置间距，参照隔振器参数表选取合适数量隔振器，此实例中选取 30 件 GPVM-8.8 隔振器，K_{zi}=10.09kN/mm，K_{hi}=10.30kN/mm，竖向总刚度 K_z=302.7kN/mm，水平总刚度 K_h=309.00 kN/mm。

3. 隔振系统参数

弹簧（阻尼）隔振器竖向总刚度：302.7kN/mm

弹簧（阻尼）隔振器竖向总载荷：2300+98+6005=8403（kN）

弹簧（阻尼）隔振器竖向总压缩量：8403/302.7=27.8（mm）即 A_t=2.78cm

系统竖向固有频率：$f=\frac{5}{\sqrt{A_t}}=\frac{5}{\sqrt{2.78}}=3.02$（Hz）

磨煤机的振动频率：25Hz

调谐比：25/3.02=8.28

隔振系数：$\eta = \dfrac{8.28^2 - 2}{8.28^2 - 1} = 98.5\%$

系统总质量：m=840.3（t）

系统竖向总阻尼系数：C=30×150=4500（kN·s/m）

系统竖向固有角频率：ω=2π×3.02=18.96（1/s）

得系统竖向阻尼比：

$$\xi = \frac{C}{2m\omega} = \frac{4500}{2 \times 840.3 \times 18.96} = 0.14$$

一般情况下，磨煤机隔振系统的竖向阻尼比的最佳值为 0.10～0.15，今为 0.14，在最佳值范围内，所以隔振系统选型合适。

4. 磨煤机隔振系统动力计算

（1）有限元模型。一般来说，磨煤机基础需要采用有限元分析方法进行模态分析，以判断基础的动静力特性是否满足相关规范要求。

根据设备质量分布及基础外形尺寸，建立有限元模型。当下部结构支承刚度为隔振器竖向支承刚度的 10 倍以上时，基础模型与下部结构解耦，下部结构对基础的动力特性影响很小，可以忽略。因此，模型不考虑下部结构模型。

混凝土基础台板以板单元模拟，通过考虑基础的外形和混凝土密度，程序自动计算基础的重量和分布。基础上的二次灌浆层通过台板等效密度实现只考虑灌浆层的重量不考虑刚度。

设备以质量单元模拟，通过刚性杆与基础台板的板单元连接，质量单元的位置为设备的重心位置。

模型中的质量分布参见表 12-28。有限元模型如图 12-30、图 12-31 所示。

表 12-28　质 量 分 布

机器名称	节点	质量（t）
电动机	3001	4.9
电动机	3002	4.9
磨机	3003	230
总质量		239.8

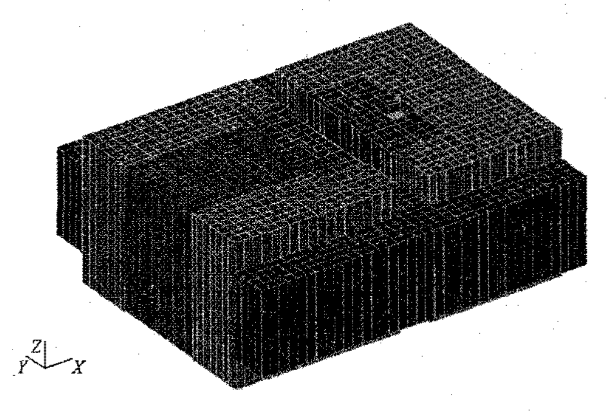


图 12-30　有限元模型（一）

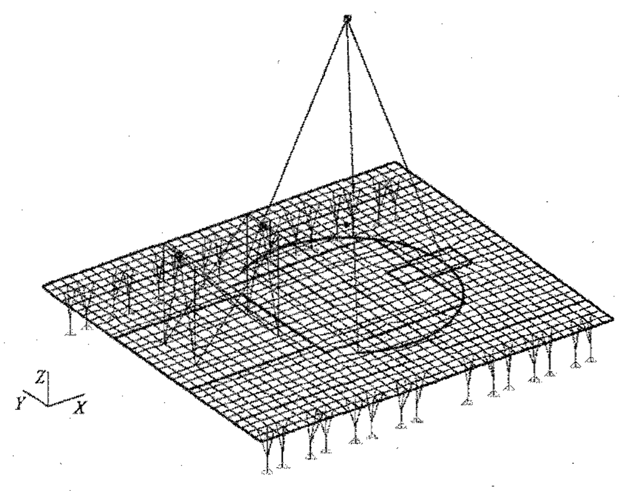


图 12-31　有限元模型（二）

（2）基础模态分析。进行基础的模态分析，研究基础的相关振型。此实例中计算截止频率 100Hz，共有 9 阶模态。相关频率见表 12-29。

表 12-29　基 础 振 型

振型	频率 f_n（Hz）	振型	频率 f_n（Hz）
1	1.67	6	4.75
2	2.14	7	52.25
3	3.02	8	66.17
4	3.95	9	93.01
5	4.35		

根据模态振型显示，第 1～6 阶模态为与隔振系统相关的系统刚体模态，第 7 阶至第 9 阶为基础的弹性变形模态。根据 DIN 4024—1988《机器基础》标准第 5.3.2：

1）f_1=1.67Hz≤1.25×f_m=1.25×25Hz=31.25（Hz）

f_6=4.75Hz≤0.8×f_m=0.8×25=20.0（Hz）

2）f_7=52.25Hz≥1.10×f_m=1.1×25=27.5（Hz）

式中　f_m——磨煤机运转的振动频率，见表 12-26 中 f 值。

因此，满足规范要求，不需要进行详细动力分析。

5. 基础静力计算

磨煤机基础静力计算主要考虑的荷载工况见表 12-30。

表 12-30　荷 载 工 况

荷载工况	描　述
1	恒荷载
2	设备荷载
3	活荷载 5kN/m²
4	设备竖向静力荷载

电动机的静力等效荷载计算方法参考 DIN 4024—1988 标准第 5.4.4 节，按照偶然工况下的动扰力计算方法取值，即按照电动机质量平衡等级动扰力的 6 倍取值。

电动机质量平衡等级 G6.3

$$F = e\omega \times 2\pi f_m W / g = 0.2 f_m L / 50$$

静力等效荷载：$F_e = 6F$

同时应满足 $F_e=\dfrac{6F}{\left|1-\dfrac{f_m^2}{f_n^2}\right|}\leqslant 15\times 6F$

一般的，对 1000 转左右的电动机的静力等效荷载 F_e取 $30F$。对于低速电动机的静力等效荷载应相应放大，最大取为 $90F$。

因此，电动机静力等效荷载计算过程如下：

电动机转子重（假设）W=30kN

电动机频率 f_m=16.5Hz

基础一阶弯曲 f_n=52.2Hz

电动机平衡等级 G6.3 时的不平衡扰力 F=2kN

偶然荷载工况的不平衡力 F_e=12kN

静力等效荷载 $30F$=60kN

磨煤机的静力等效荷载根据设备厂提供拉杆动负荷计算。

磨煤机每根拉杆动负荷 210.5kN，共三根，则：F_{dyn}=3×210.5=632（kN）

静力等效荷载考虑动力系数 3，F_{equ}=3×632=3158（kN）

荷载工况组合系数按表 12-31 考虑。

表 12-31　　荷 载 组 合 系 数

荷载工况	描　述	类型	组合系数 γ
1	恒荷载	G	1.35
2	设备荷载	G	1.35
3	活荷载 5kN/m^2	Q	1.50
4	设备竖向静力荷载	W	1.50

在有限元模型中输入各荷载工况，并组合计算各工况下的内力，如弯矩、剪力等。

混凝土等级 C30，钢筋等级 HRB335，计算确定板顶纵向钢筋、板底纵向钢筋、板顶横向钢筋、板底横向钢筋、箍筋等。

根据钢筋用量云图则可以选取板顶、板底钢筋Φ20@150mm，箍筋Φ16@150mm。

6. 隔振器位置下部结构荷载

恒荷载作用下，隔振器位置最大竖向荷载为 280kN。

考虑到短期施工荷载和其他后期安装维护工况，下部结构设计时建议按照隔振器竖向额定荷载即正常工作状态的约 1.2 倍取值，水平荷载按照竖向荷载的 5%取值。

$$F_z=331\text{（kN）}$$

$$F_h=0.05\times331=17\text{（kN）}$$

（四）碎煤机弹簧隔振基础设计实例

1. 碎煤机弹簧隔振基础的动力计算

（1）确定碎煤机的扰力。碎煤机的扰力和偏心距应由制造厂家提供。当缺乏资料时，可参照表 12-32 选取。进行基础的动力计算时，首先应确定基础上的扰力和扰力矩方向和位置，同时，对隔振基础的台板在结构中应进行合理的布置。

表 12-32　　碎煤机的偏心距及扰力

序号	机器名称	机器转动部件名称	偏心距 e_0（mm）	扰力 P_0
1	反击式碎煤机	转子	软煤 1.0～1.5 硬煤 1.5～2.0	$P_0=me_0\omega^2$
2	锤击式碎煤机	转子	1.0	
3	环式碎煤机	转子	0.6～1.0	

注　1. 表中 m 为机器或电机旋转部分的质量，t，$m=G_0/g$，G_0为机器或电机旋转部分的重力，g 为重力加速度。
2. 扰力 P_0 的单位为 N，e_0 的单位为 mm。

（2）动力计算。碎煤机的弹簧隔振基础台面容许振动线位移值需满足表 12-13 的要求，弹簧隔振基础隔振效率要求大于或等于 90%。

碎煤机弹簧隔振基础台板的隔振器下部支承梁结构，其挠度不大于隔振器压缩变形的 1/10，其动力计算可取一个或两个自由度模型。按空间多自由度体系进行动力计算时，计算模型可不考虑支承碎煤机层的上部结构。下部可取直接支承碎煤机的局部结构。需采用经过评审过的专用计算程序进行动力分析。也可采用按 GB 50040 编制的计算分析软件或其他通用的空间多自由度结构计算程序。

2. 碎煤机弹簧隔振基础台板布置

结构专业根据工艺专业提供的资料，确定结构布置及隔振元件的布置方式，并提供资料给隔振厂家进行台板布置及隔振设计。碎煤机弹簧隔振基础采用现浇钢筋混凝土台板，两台碎煤机台板分缝隔开。台板与设备的质量比可取 2.5～3.0。为避免台板和设备上产生过大的振动，碎煤机设备自带减振钢平台（供应商提供）时，设备和减振平台总重与碎煤机扰力的比值不宜小于 30。混凝土台板的顶面尽量与所在楼层在同一标高，隔振器顶面宜布置在同一水平内，隔振器的刚度中心宜与隔振体系的质量中心重合。混凝土台板平面形状采用矩形，尺寸大小应满足设备的布置和隔振元件的布置要求，台板厚度根据所需质量要求确定。碎煤机与管道等的连接采用柔性连接。

3. 碎煤机弹簧隔振基础的典型施工图

（1）工艺专业提供的资料。碎煤机及转子的质量及其动扰力、碎煤机的平面布置图如图 12-32 所示。

（2）结构专业根据工艺专业提供的资料，确定结构布置及隔振元件的布置方式，并提供资料给隔振厂家进行隔振设计，如图 12-33 所示。

（3）隔振厂家的计算书及隔振布置图。

1）输入资料

基础总质量：m=124.752（t）

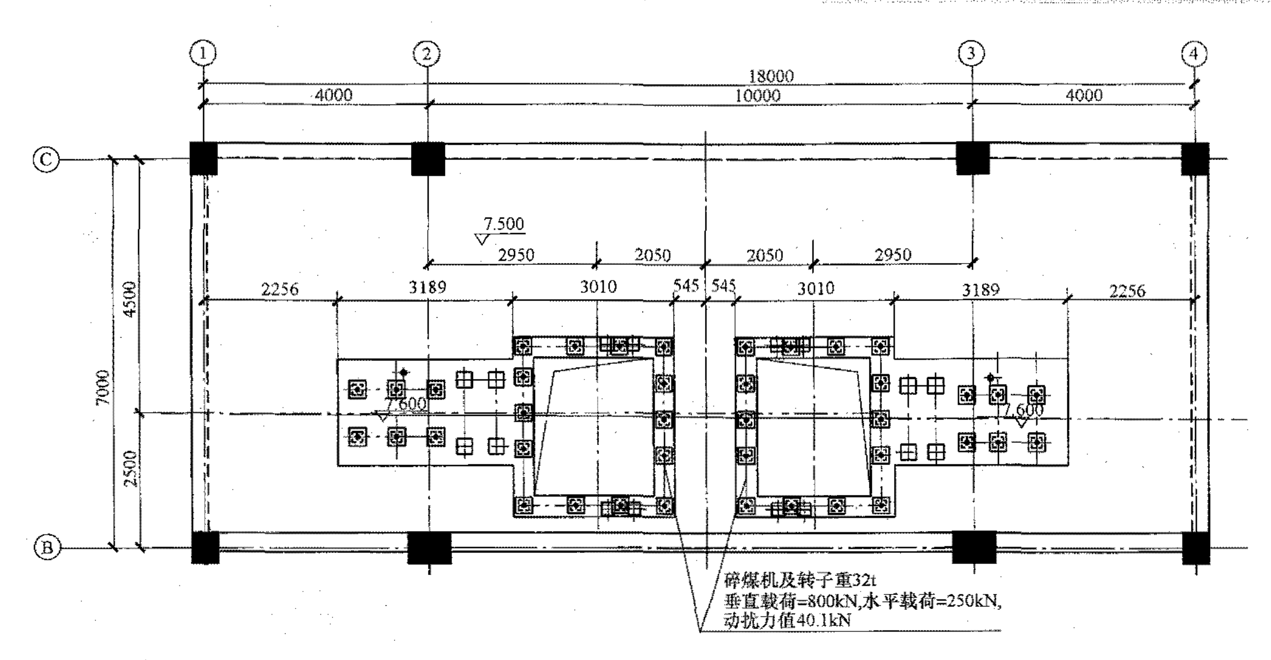


图 12-32 碎煤机平面布置图及荷载资料

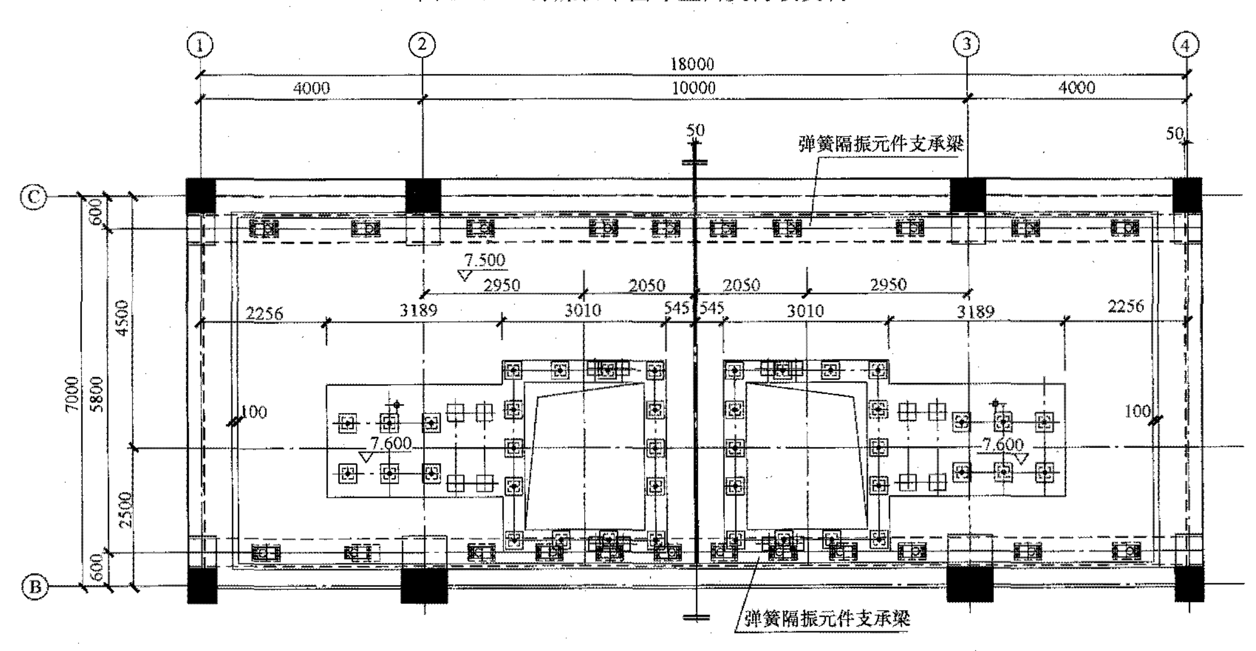


图 12-33 碎煤机支承梁结构布置图

基础总转动惯量：I_x=413.943（tm²）；I_y=732.176（tm²）；I_z=1029.354（tm²）

基础质量中心坐标：X_c=4.497（m）；y_c=2.861（m）；Z_c=0.759（m）

基础顶面至质量中心的垂直距离：H_1=−0.009（m）

基础顶面最远处至质量中心的距离：L_x=4.497（m）L_y=3.339（m）

2）机器扰力特性（表 12-33）

表 12-33 机器扰力特性

机器转速（r/min）	扰力作用位置			扰力幅值		
	H_x（m）	H_y（m）	H_z（m）	P_x（kN）	P_y（kN）	P_z（kN）
750	1.803	0.761	1.341	0.000	40.100	40.100

3）计算结果

弹簧隔振基础的隔振系数和隔振效率

隔振系数：η=0.0775

隔振效率：T=92.2461%

传递到基础台座下部的动荷载：

F_{zmax}=14.44（kN）

F_{ymax}=4.82（kN）

F_{xmax}=1.84（kN）

每组弹簧隔振器位置作用在下部结构的荷载标准值：

水平荷载：$P_{xi}=1.5P_d/n=1.5\times40.1/11=5.46$（kN）

垂直荷载：$P_{zi}=1.2mg/n=(1.2\times124.752\times9.81)/11=133.507$（kN）

4）供给设计院的隔振元件布置图，如图 12-34～图 12-36 所示。

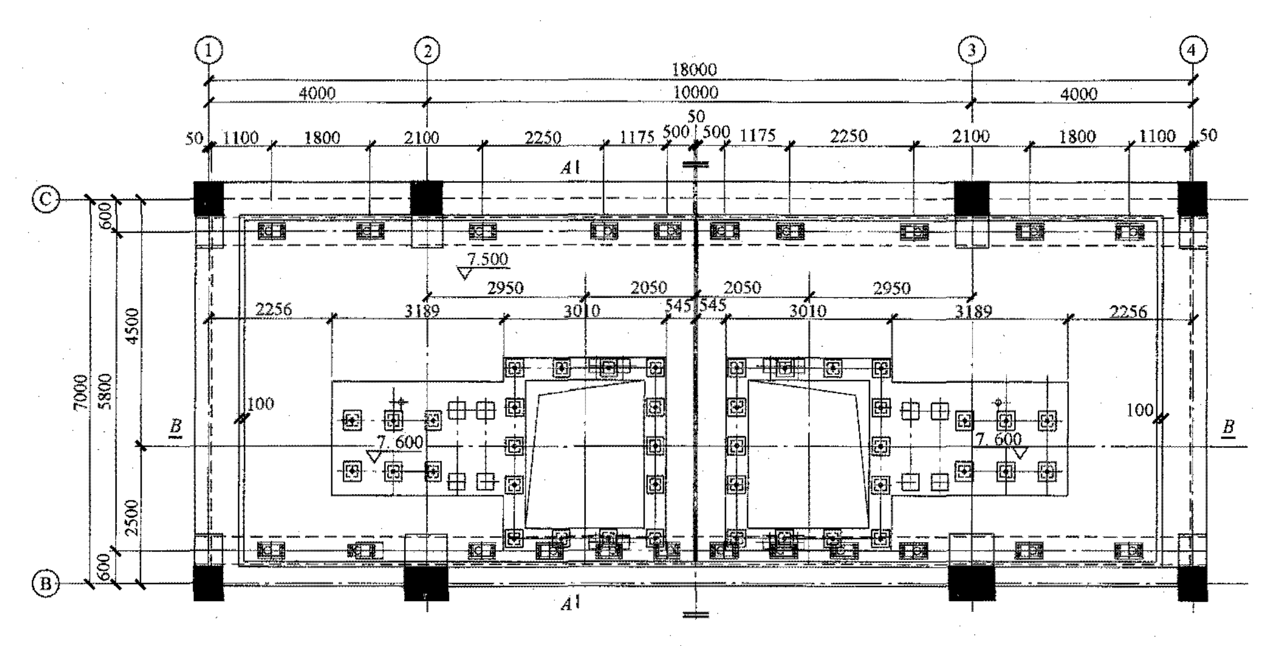


图 12-34 碎煤机弹簧隔振基础台板平面布置图

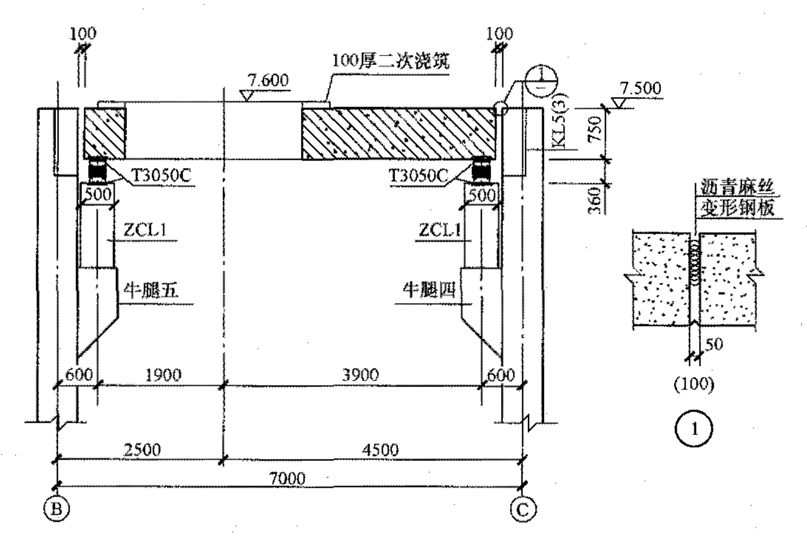


图 12-35 碎煤机弹簧隔振基础台板剖面图 *A-A*

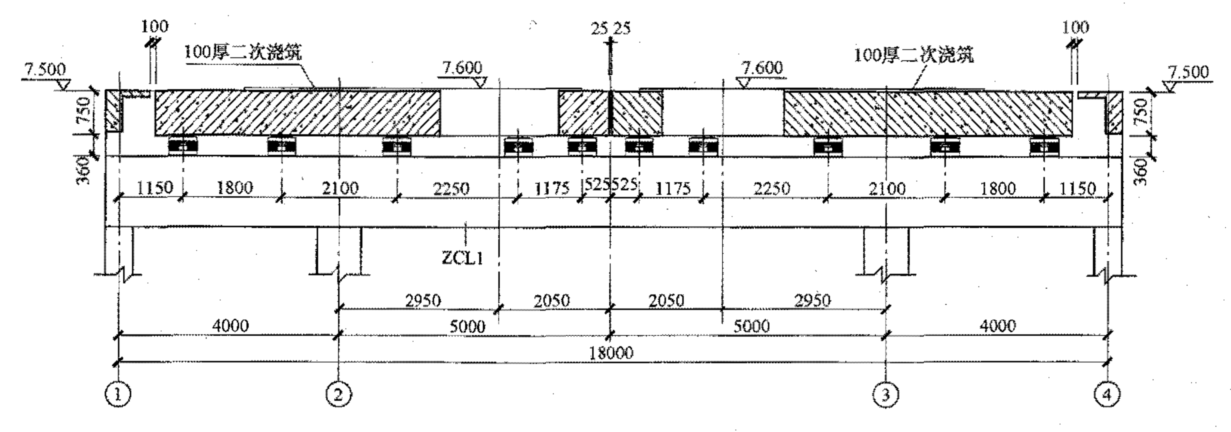


图 12-36 碎煤机弹簧隔振基础台板剖面图 *B-B*

第十三章

烟囱及烟道支架

第一节 一 般 规 定

一、一般要求

（一）基本规定

1. 烟囱安全等级的确定

烟囱的安全等级主要根据烟囱的高度和发电机组单机容量的大小来确定，GB 50051—2013《烟囱设计规范》规定如下：

1）烟囱高度大于或等于 200m 时，烟囱的安全等级为一级。

2）对于高度小于 200m 的电厂烟囱，当单机容量不小于 300MW 时，其安全等级应按一级考虑。

烟囱的结构重要性系数按表 13-1 选取。

表 13-1 烟囱结构重要性系数 γ_0

烟囱安全等级	烟囱结构重要性系数 γ_0
一级	≥1.1
二级	≥1.0

2. 烟囱承载能力极限状态设计

烟囱承载能力极限状态是指烟囱结构或附属构件达到最大承载力，如发生强度破坏、局部或整体失稳以及因过度变形而不适于继续承载等状态。

对于承载能力极限状态，应根据不同的设计状态分别进行基本组合和地震组合设计。

3. 烟囱正常使用极限状态设计

烟囱正常使用极限状态是指结构或者附属构件达到正常使用规定的限值，如达到变形、裂缝和最高受热温度等规定的限值。

正常使用极限状态应分别按作用效应的标准组合、频遇组合和准永久组合进行设计。

对正常使用极限状态，按作用效应标准组合计算的最大水平裂缝宽度和最大垂直裂缝宽度不应大于表 13-2 规定限值。

表 13-2 裂 缝 宽 度 限 值 （mm）

部 位	最大裂缝宽度限值
筒壁顶部 20m 范围内	0.15
其余部位	0.20

在荷载的标准组合效应作用下，钢筋混凝土烟囱、钢结构烟囱和玻璃钢烟囱任意高度的水平位移不应大于该点离地高度的 1/100。

（二）烟囱的结构选型

烟囱结构选型应结合烟气排放条件和烟气腐蚀性等级，经技术经济比较后，合理选择单筒式烟囱、套筒式烟囱或多管式烟囱等结构型式。对套筒式或多管式烟囱的排烟筒结构，还应根据烟气的腐蚀性等级，烟气温度、湿度条件，工程地质条件，施工难易程度和机组检修维护等综合条件确定选型。

烟囱高度和顶部的出口内直径由工艺专业或环保专业提供。对套筒式或多管式烟囱，烟囱高度和顶部出口内直径均指排烟筒的高度和出口直径。

燃煤烟气可按下列规定分类：

（1）相对湿度小于 60%、温度大于或等于 90℃的烟气，应为干烟气。

（2）相对湿度大于或等于 60%、温度大于 60℃但小于 90℃的烟气，应为潮湿烟气。

（3）相对湿度为饱和状态、温度小于或等于 60℃的烟气，应为湿烟气。

排放干烟气的烟囱结构型式的选择应符合下列规定：

（1）烟囱高度小于或等于 100m 时，可采用单筒式烟囱。当烟气属强腐蚀性时，宜采用砖套筒式烟囱。

（2）烟囱高度大于 100m，且排放强腐蚀性烟气时，宜采用套筒式或多管式烟囱；当排放中等腐蚀性烟气时，可采用套筒式或多管式烟囱，也可采用单筒式烟囱；当排放弱腐蚀性烟气时，宜采用单筒式烟囱。

排放潮湿烟气的烟囱结构型式的选择应符合下列

规定：

（1）宜采用套筒式或多管式烟囱。

（2）每个排烟筒接入锅炉台数应结合排烟筒的防腐措施确定。300MW 以下机组每个排烟筒接入锅炉台数不宜超过 2 台，且不应超过 4 台；300MW 及其以上机组每个排烟筒接入锅炉台数不应超过 2 台；1000MW 及其以上机组为每个排烟筒接入锅炉台数不应超过 1 台。

烟囱的结构型式应根据烟气的分类和腐蚀等级确定，可参照表 13-3 并结合实际情况进行选取。

表 13-3　烟囱结构型式选取

<table>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">烟气类型
烟囱类型</td><td colspan="3">干烟气</td><td rowspan="2">潮湿烟气</td><td rowspan="2">湿烟气</td></tr>
<tr><td>弱腐蚀性</td><td>中等腐蚀</td><td>强腐蚀</td></tr>
<tr><td colspan="3">砖烟囱</td><td>○</td><td>□</td><td>×</td><td>×</td><td>×</td></tr>
<tr><td colspan="3">单筒式钢筋混凝土烟囱</td><td>○</td><td>□</td><td>△</td><td>△</td><td>×</td></tr>
<tr><td rowspan="5">套筒或多管式烟囱</td><td rowspan="4">钢内筒</td><td>钛钢复合板</td><td>△</td><td>△</td><td>□</td><td>□</td><td>○</td></tr>
<tr><td>轻质防腐砖内衬</td><td>△</td><td>△</td><td>□</td><td>□</td><td>○</td></tr>
<tr><td>防腐涂层内衬</td><td>□</td><td>□</td><td>□</td><td>□</td><td>×</td></tr>
<tr><td>耐酸混凝土内衬</td><td>□</td><td>□</td><td>□</td><td>△</td><td>×</td></tr>
<tr><td colspan="2">玻璃钢内筒</td><td>△</td><td>△</td><td>□</td><td>□</td><td>○</td></tr>
</table>

注　1．“○”建议采用的方案；“□”可采用的方案；“△”不宜采用的方案；“×”不应采用的方案。

2．选择表中所列方案时，其材料性能应与实际烟囱运行工况相适应。当烟气温度较高时，内衬材料应满足长期耐高温要求。

二、设计资料

1．自然条件

（1）工程地质和水文地质资料；

（2）抗震设防烈度（包括设计基本地震加速度和特征周期表征）；

（3）风、日照和温度等气象资料。

2．设计条件

（1）烟囱的平面定位；

（2）烟囱的高度；

（3）烟囱的出口内径；

（4）烟道的平面布置；

（5）烟道的剖面尺寸；

（6）烟道与烟囱的连接位置；

（7）烟囱上安装设备的有关资料；

（8）烟气的成分、浓度、湿度、最高温度和流速。

3．避雷与安全设施

（1）避雷设施的资料；

（2）飞行安全标志的要求。

4．检修或安装设施

（1）检修或安装平台；

（2）爬梯及休息平台；

（3）照明平台；

（4）检修门；

（5）检修电梯的资料。

5．其他有关资料

（1）与烟囱相邻的建、构筑物；

（2）与烟囱相邻的地下设施的布置情况；

（3）其他与烟囱设计有关的资料。

三、电厂烟囱主要工程数据参考

近年来，我国电力行业高速发展，建成了一大批电厂。表 13-4 中列出了近年来投产的主要电厂中烟囱的工程数据，供设计人员参考。

表 13-4　电厂烟囱主要工程数据参考表

序号	电厂名称	机组容量	烟囱类型	基本风压（kg/m^2）（50 年一遇）	地震烈度（度）/地震动峰值加速度	烟囱高度（m）	排烟筒出口直径（m）	外筒底部直径（m）	外筒顶厚度（m）	外筒底厚度（m）	内筒结构型式
1	重庆神华万州电厂新建工程	2×1000MW	240m/2×8.5m	0.4	6（0.08g）	240	8.5	28.5	0.4	0.65	钛钢复合板
2	大唐三门峡火电厂三期扩建工程	2×1000MW	240m/2×8.5m	0.4	7（0.15g）	240	8.5	37.1	0.3	0.65	玻璃钢
3	天津北疆电厂二期	2×1000MW	240m/2×8.4m	0.55	8（0.20g）	240	8.4	33.92	0.3	0.65	钛钢复合板
4	神华福建罗源湾项目电厂工程	2×1000MW	240m/2×7.5m	1.05	6（0.05g）	240	7.5	34.59	0.35	0.8	钛钢复合板
5	国电宁夏方家庄电厂	2×1000MW	210m/2×9.2m	0.4	7（0.176g）	210	9.2	35.9	0.3	0.6	玻璃钢
6	蒲圻电厂二期	2×1000MW	240m/2×（7.5～8.5）m	0.4	6（0.05g）	240	7.5	28.2	0.4	0.75	钛钢复合板

续表

序号	电厂名称	机组容量	烟囱类型	基本风压（kg/m²）（50年一遇）	地震烈度（度）/地震动峰值加速度	烟囱高度（m）	排烟筒出口直径（m）	外筒底部直径（m）	外筒顶厚度（m）	外筒底厚度（m）	内筒结构型式
7	汉川电厂三期	2×1000MW	240m/2×（7.6～8.4）m	0.35	6（0.05g）	240	7.6	26.2	0.35	0.75	钛钢复合板
8	华润贺州电厂	2×1000MW	240m/2×7.5m	0.3	6（0.05g）	240	7.5	29.4	0.35	0.8	钛钢复合板
9	鄂州电厂三期	2×1000MW	237m/2×（8～8.9）m	0.35	6（0.05g）	240	8	29	0.35	0.75	钛钢复合板
10	江苏常熟发电有限公司2×1000MW机组扩建	2×1000MW	240m/2×8.5m	0.5	6（0.05g）	240	8.5	28.56	0.3	0.75	钛钢复合板
11	国电泰州电厂二期2×1000MW二次再热工程	2×1000MW	240m/2×8.5m	0.4	7（0.10g）	240	8.5	28.56	0.3	0.75	钛钢复合板
12	中电投协鑫滨海2×1000MW上大压小发电机组	2×1000MW	240m/2×9.0m	0.55	7（0.10g）	240	9	28.56	0.32	0.85	APC杂化聚合复合材料
13	浙江台州第二发电厂	2×1000MW	240m /2×8.5m	1.1	6（0.05g）	240	8.5	32.5	0.35	0.8	钛钢复合板
14	内蒙古大唐托克托电厂五期扩建工程	2×660MW	240m/1×10.5m	0.55	7（0.156g）	240	10.5	29.5	0.3	0.55	玻璃钢
15	古交三期2×660MW低热值煤热电项目	2×660MW	240m/1×10.5m	0.4	7（0.15g）	240	10.5	31.4	0.3	0.5	钛钢复合板
16	大唐蔚县电厂工程	2×660MW	240m/2×7.5m	0.5	7（0.15g）	240	7.5	33	0.3	0.65	玻璃钢
17	神华胜利发电厂机组工程	2×660MW	240m/1×10.4m	0.55	6（0.05g）	240	10.4	28.1	0.3	0.7	钛钢复合板
18	大同煤矿塔山电厂二期燃煤机组工程	2×660MW	240m/1×10.5m	0.55	7（0.17g）	240	10.5	31.7	0.3	0.5	钛钢复合板
19	华润电力（六枝）有限公司2×660MW新建工程	2×660MW	240m/2×7.5m	0.35	6（0.05g）	240	7.5	26.9	0.35	0.65	钛钢复合板
20	华电奉节电厂“上大压小”新建工程	2×660MW	240m/2×7.1m	0.38	6（0.05g）	240	7.1	26.9	0.35	0.65	玻璃钢
21	贵州黔北发电厂“上大压小”异地新建工程	2×660MW	240m/2×7.5m	0.32	6（0.05g）	240	7.5	26.9	0.35	0.65	玻璃砖
22	习水二郎电厂（4×660MW）新建工程1、2号机组工程	2×660MW	240m/2×7.5m	0.3	6（0.05g）	240	7.5	26.9	0.35	0.65	耐候钢+涂料
23	珙县电厂一期2×600MW工程	2×660MW	240m/1×10m	0.3	6（0.05g）	240	10	22.6	0.3	0.7	钛钢复合板
24	福泉电厂2×600MW级机组工程	2×660MW	240m/1×10m	0.3	6（0.05g）	240	10	23.3	0.3	0.65	钛钢复合板
25	重庆合川双槐电厂二期扩建工程	2×660MW	240m/2×7.3m	0.38	6（0.05g）	240	7.3	26.9	0.35	0.65	碳钢+APC涂料

续表

序号	电厂名称	机组容量	烟囱类型	基本风压（kg/m^2）（50年一遇）	地震烈度（度）/地震动峰值加速度	烟囱高度（m）	排烟筒出口直径（m）	外筒底部直径（m）	外筒顶厚度（m）	外筒底厚度（m）	内筒结构型式
26	大唐淮北虎山发电厂上大压小工程	2×600MW	240m/2×7.2m（正方形异形烟囱）	0.45	6（0.05g）	240	7.2	25×25	0.3	0.8	玻璃钢
27	江苏徐矿“上大压小”热电联产2×350MW级超临界循环流化床机组	2×350MW	210m/7.4m	0.35	7（0.10g）	210	7.4	21.25	0.25	0.7	钛钢复合板
28	华能荆门电厂	2×350MW	210m/1×（6.5～7.5）m	0.3	6（0.05g）	210	6.5	19.9	0.35	0.6	钛钢复合板
29	内蒙古大路电厂	2×350MW	210m/1×（6.1～7.8）m	0.6	7（0.1g）	210	6.1	18.94	0.3	0.65	玻璃钢

第二节　烟囱钢筋混凝土外筒

一、荷载及作用

（一）荷载及作用分类

（1）烟囱的荷载及作用可按下列规定进行分类：

1）结构自重、土压力为永久作用。

2）风荷载、烟气温度作用、大气温度作用、安装检修荷载、平台活荷载、裹冰荷载、地震作用、烟气压力及地基沉陷等为可变作用。

（2）烟气产生的烟气温度作用和烟气压力作用应按正常运行工况和非正常运行工况确定。因脱硫装置或余热锅炉设备故障等原因所引起的事故状态，应按非正常运行工况确定，并应按短暂设计状况进行设计。

（二）风荷载

1. 基本风速与基本风压

基本风压应按现行国家标准GB 50009《建筑结构荷载规范》规定的50年一遇的风压采用，但基本风压不得小于 0.35kN/m^2。烟囱安全等级为一级时，其计算风压应按基本风压的1.1倍确定。

2. 烟囱的风荷载体型系数

风荷载体型系数是指风作用在建构筑物表面一定面积范围内所引起的平均压力（或吸力）与来流风的速度压的比值，它主要与建筑物的体型和尺度有关，也与周围环境和地面粗糙度有关。如果要验算构件局部强度时，则不应采用平均压力系数，应按实际分布压力系数计算，即采用局部体型系数。不同体型的建筑物，在同样的风速条件下，平均风压在建筑物上的分布是不同的。

烟囱风荷载体型系数μ_s可按现行国家标准GB 50009《建筑结构荷载规范》选取。

3. 顺风向风振

（1）风振系数。风振系数是指顺风向的平均风和脉动风所产生的总响应与平均风单独响应之比。低矮建筑其刚度较大，一般可不考虑脉动风产生的风振影响。对于高度大于30m且高宽比大于1.5的房屋，以及基本自振周期大于0.25s的高耸结构，应考虑脉动风所产生的风振响应。

对于塔架、烟囱等高耸结构，均可仅考虑结构第一振型的影响，烟囱在z高度处的顺风振系数β_z可按式（13-1）进行计算：

$$\beta_z = 1 + 2gI_{10}B_z\sqrt{1+R^2} \tag{13-1}$$

式中　g——峰值因子，可取2.5；

I_{10}——10m高度湍流强度，对应于A、B、C和D类地面粗糙度，可分别取0.12、0.14、0.23和0.39；

R——脉动风荷载的共振分量因子；

B_z——脉动风荷载的背景分量因子。

（2）脉动风荷载的共振分量因子。脉动风荷载的共振分量因子可按式（13-2）和式（13-3）计算：

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \times \frac{\chi_1^2}{(1+\chi_1^2)^{4/3}}} \tag{13-2}$$

$$\chi_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}},\ \chi_1 > 5 \tag{13-3}$$

式中　f_1——结构第一阶自振频率（Hz）；

w_0——设计基本风压值，kN/m^2；

k_w——地面粗糙度修正系数，对A、B、C和D类地面粗糙度，可分别取1.28、1.0、0.54和0.26；

ζ_1——结构阻尼比，钢筋混凝土烟囱时可取0.05。

（3）脉动风荷载的背景分量因子。

脉动风荷载的背景分量因子可按式（13-4）计算：

$$B_z = kH^{\alpha_1}\rho_x\rho_z\frac{\phi_1(z)}{\mu_z} \tag{13-4}$$

式中　$\phi_1(z)$——结构第1阶振型系数；

H——结构总高度，对A、B、C和D类地面粗糙度，H 的取值分别不应大于300、350、450m和550m；

ρ_x——脉动风荷载水平方向相关系数；

ρ_z——脉动风荷载竖直方向相关系数；

k、α_1——系数，按表13-5取值。

对烟囱结构，按式（13-4）计算的脉动风荷载的背景分量因子应乘以修正系数 θ_B 和 θ_v。其中 θ_B 为烟囱在 z 高度处的迎风面宽度和底部宽度的比值，θ_v 可按表13-6确定。

表13-5　　系数 k、α_1

粗糙度类别	A	B	C	D
k	1.276	0.910	0.404	0.155
α_1	0.186	0.218	0.292	0.376

表13-6　　修正系数 θ_v

$B(H)/B(0)$	1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	≤0.1
θ_v	1.00	1.10	1.20	1.32	1.50	1.75	2.08	2.53	3.30	5.60

（4）脉动风荷载的空间相关系数。

1）脉动风荷载竖直方向相关系数可按式（13-5）计算：

$$\rho_z = \frac{10\sqrt{H+60e^{-H/60}-60}}{H} \tag{13-5}$$

式中　H——结构总高度，m；对A、B、C和D类地面粗糙度，H 的取值分别不应大于300、350、450m和550m。

2）脉动风荷载水平方向相关系数可按式（13-6）计算：

$$\rho_x = \frac{10\sqrt{B+50e^{-B/50}-50}}{B} \tag{13-6}$$

式中　B——结构迎风面宽度，m；可取烟囱2/3高度处外径，$B \leqslant 2H$。

4. 横风向风振

对于圆形钢筋混凝土烟囱和自立式钢结构烟囱，当其坡度小于或等于2%时，应根据雷诺数的不同情况进行横风向风振验算，并应符合下列规定：

（1）用于横风向风振验算的雷诺数 Re、临界风速和烟囱顶部风速，应分别按式（13-7）、式（13-8）和式（13-9）计算：

$$Re = 69000vD \tag{13-7}$$

$$v_{cr,j} = \frac{D}{S_t T_j} \tag{13-8}$$

$$v_H = 40\sqrt{\mu_H w_0} \tag{13-9}$$

式中　$v_{cr,j}$——第 j 振型临界风速，m/s；

v_H——烟囱顶部 H 处风速，m/s；

v——计算高度处风速（计算烟囱筒身风振时，可取 $v=v_{cr,j}$），m/s；

D——圆形杆件外径（计算烟囱筒身时，可取烟囱2/3高度处外径），m；

S_t——斯脱罗哈数（圆形截面结构或杆件的取值范围为0.2～0.3；对于非圆形截面杆件可取0.15）；

T_j——结构或杆件的第 j 振型自振周期，s；

μ_H——烟囱顶部 H 处风压高度变化系数；

w_0——基本风压，kN/m²。

（2）当 $Re<3\times10^5$，且 $v_H>v_{cr,j}$ 时，自立式钢烟囱和钢筋混凝土烟囱可不计算亚临界横风向共振荷载，但对于塔架式钢烟囱的塔架杆件，在构造上应采取防振措施或控制杆件的临界风速不小于15m/s。

（3）当 $Re \geqslant 3.5\times10^6$，且 $1.2v_H>v_{cr,j}$ 时，应验算其共振响应。横风向共振响应可采用式（13-10）～式（13-13）进行简化计算：

$$w_{czj} = |\lambda_j|\frac{v_{cr,j}^2\phi_{zj}}{12800\zeta_j} \tag{13-10}$$

$$\lambda_j = \lambda_j(H_1/H) - \lambda_j(H_2/H) \tag{13-11}$$

$$H_1 = H\left(\frac{v_{cr,j}}{1.2v_H}\right)^{\frac{1}{\alpha}} \tag{13-12}$$

$$H_2 = H\left(\frac{1.3v_{cr,j}}{v_H}\right)^{\frac{1}{\alpha}} \tag{13-13}$$

式中　ζ_j——第 j 振型结构阻尼比（对于第一振型，混凝土烟囱取0.05；无内衬钢烟囱取0.01、有内衬钢烟囱取0.02；玻璃钢烟囱取0.035；对于高振型的阻尼比，无实测资料时，可按第一振型选用）；

w_{czj}——横风向共振响应等效风荷载，kN/m²；

H——烟囱高度，m；

H_1——横风向共振荷载范围起点高度，m；

H_2——横风向共振荷载范围终点高度，m；

α——地面粗糙度系数，按现行国家标准GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定取值，对于钢烟囱可根据实际情况取不利数值。

ϕ_{zj}——在 z 高度处结构的 j 振型系数；

$\lambda_j(H_i/H)$——j 振型计算系数，根据“锁住区”起点

高度 H_1 或终点高度 H_2 与烟囱整个高度 H 的比值按表 13-7 选用。

表 13-7　　$\lambda_j(H_i/H)$计算系数

序号＼振型	H_i/H										
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
1	1.56	1.55	1.54	1.49	1.42	1.31	1.15	0.94	0.68	0.37	0
2	0.83	0.82	0.76	0.60	0.37	0.09	−0.16	−0.33	−0.38	−0.27	0
3	0.52	0.48	0.32	0.06	−0.19	−0.30	−0.21	0.00	0.20	0.23	0

注　中间值可采用线性插值计算。

（4）当雷诺数为 $3\times10^5\leqslant Re\leqslant3.5\times10^6$ 时，可不计算横风向共振荷载。

（5）在验算横风向共振时，应计算风速小于基本设计风压工况下可能发生的最不利共振响应。

（6）当烟囱发生横风向共振时，可将横风向共振载效应 S_C 与对应风速下顺风向荷载效应 S_A 按式（13-14）进行组合：

$$S=\sqrt{S_C^2+S_A^2} \tag{13-14}$$

5．径向局部风压作用

在径向局部风压作用下，烟囱竖向截面最大环向风弯矩可按式（13-15）和式（13-16）进行计算：

$$M_{\theta in}=0.314\mu_z w_0 r^2 \tag{13-15}$$

$$M_{\theta out}=0.272\mu_z w_0 r^2 \tag{13-16}$$

式中　$M_{\theta in}$——筒壁内侧受拉环向风弯矩，kN・m/m；

$M_{\theta out}$——筒壁外侧受拉环向风弯矩，kN・m/m；

μ_z——风压高度变化系数；

r——计算高度处烟囱外半径，m。

6．外筒风荷载对内筒的影响

烟囱风荷效应包含顺风向荷载和横风向荷载两部分。顺风向荷载同样也包含两部分，即平均风静荷载和脉动风动荷载。由于钢筋混凝土外筒的存在，平均风静荷载不直接作用在内筒上，因此可忽略其对内筒的振动影响。对于脉动风荷载，应考虑振动效应对内筒的影响。

内筒承受的动力荷载可仅考虑第一振型影响，表示为式（13-17）：

$$F_i=G_i\omega_1^2 y_z(i)/g \tag{13-17}$$

式中　F_i——第 i 层支承平台处内筒所承受水平振动荷载；

G_i——第 i 层支承平台处内筒重量；

ω_1——烟囱第 1 振型自振频率；

$y_z(i)$——在脉动风荷载的动力作用下，烟囱在第 i 层支承平台处的水平振幅；

g——重力加速度。

式（13-17）也可用烟囱的自振周期表示：

$$F_i=\frac{(2\pi)^2 G_i y_z(i)}{gT_1^2}=\frac{40G_i y_z(i)}{T_1^2} \tag{13-18}$$

式中　T_1——烟囱基本自振周期。

（1）顺风向脉动风的动力响应。脉动风引起的顺风向的弯曲振动和振幅可按简化式（13-19）～式（13-22）计算：

$$y_z(i)=\frac{\xi_1\mu_1\phi_1(z)w_0}{\omega_1^2} \tag{13-19}$$

$$\mu_1=\nu_1\theta_v\frac{\mu_s l_x(0)}{m(0)} \tag{13-20}$$

$$\nu_1=\nu\theta_v\theta_B \tag{13-21}$$

$$\theta_B=\frac{l_x(z)}{l_x(0)} \tag{13-22}$$

式中　ξ_1——脉动增大系数；

μ_1——考虑风压空间相关性后，单位基本风压下第一振型广义脉动风力与广义质量的比值；

$\phi_1(z)$——烟囱第 1 阶振型系数；

w_0——基本风压；

θ_B——z 高度处截面宽度与底部宽度比值；

θ_v——截面变化时的修正系数；

μ_s——烟囱体型系数，取μ_s=0.6；

ν——脉动影响系数；

$l_x(0)$、$l_x(z)$——分别为钢筋混凝土烟囱外筒在 0 标高和 z 标高处的外直径（m）；

$m(0)$——钢筋混凝土烟囱外筒在 0 标高处的单位高度质量，t/m。

将式（13-19）与式（13-17）式合并，得：

$$F_i=\frac{G_i\xi_1\mu_1\phi_1(z)w_0}{g} \tag{13-23}$$

（2）横向风振的动力响应。横向风振在第 i 层支承平台处产生的横向振幅可按式（13-24）～式（13-26）计算：

$$\chi_z(i)=\frac{\xi_{L1}\mu_{L1}\phi_1(z)w_0}{\omega_1^2} \tag{13-24}$$

$$\mu_{L_1}=\frac{\int_{H_1}^{H_2}\frac{1}{2}\rho v_c^2 B(z)\mu_L\phi_1(z)dz}{\omega_0\int_0^H m(z)\phi_1^2(z)dz} \tag{13-25}$$

$$\zeta_{L_1}=\frac{1}{2\zeta_1} \tag{13-26}$$

式中　μ_L——横向力系数，取 0.25；

v_c——临界风速，m/s；

ρ——空气质量密度；

$B(z)$——z 高度处垂直于风速方向烟囱截面宽度；

ζ_1——结构阻尼比（钢结构取 0.01，钢筋混凝土结构取 0.05）。

假定锁住区的起点高度 H_1=0，终点高度 H_2=H，并假定第一振型为式（13-27）：

$$\phi_1(z)=2\left(\frac{z}{H}\right)^2-\frac{4}{3}\left(\frac{z}{H}\right)^3+\frac{1}{3}\left(\frac{z}{H}\right)^4 \tag{13-27}$$

则式（13-24）可以演变为式（13-28）：

$$\chi_z(i)=\frac{v_c^2D\phi_1(z)}{8000\zeta_1 m\omega_1^2} \tag{13-28}$$

式中　m——烟囱单位高度质量，t/m，可取烟囱 $2H/3$ 高度处单位高度质量；

D——烟囱直径，m，可取烟囱 $2H/3$ 高度处直径。

将式（13-28）代入式（13-17），得到式（13-29）：

$$F_i=\frac{G_iD\upsilon_c^2\phi_1(z)}{8000\zeta_1 mg} \tag{13-29}$$

（三）平台活荷载与积灰荷载

（1）烟囱平台活荷载的取值应符合下列规定：

1）分段支承排烟筒和悬挂式排烟筒的承重平台除应包括承受排烟筒自重荷载外，还应计入 7～11kN/m^2 的施工检修荷载。当构件从属受荷面积大于或等于 50m^2 时应取小值，小于或等于 20m^2 时应取大值，中间可线性插值。

2）用于自立式或悬挂式钢内筒的吊装平台，应根据施工吊装方案，确定荷载设计值，但平台各构件的活荷载应取 7～11kN/m^2。当构件从属受荷面积大于或等于 50m^2 时可取小值，小于或等于 20m^2 时应取大值，中间可线性插值。

3）非承重检修平台、采样平台和障碍灯平台，活荷载可取 3kN/m^2。

4）套筒式或多管式钢筋混凝土烟囱顶部平台，活荷载可取 7kN/m^2。

（2）排烟筒内壁应根据内衬材料特性及烟气条件，计入 0～50mm 厚的积灰荷载。干积灰重力密度可取 10.4kN/m^3；潮湿积灰重力密度可取 11.7kN/m^3；湿积灰重力密度可取 12.8kN/m^3。

（3）烟囱积灰平台的积灰荷载应按实际情况确定，并宜不小于 7kN/m^2。

（四）地震作用

（1）烟囱抗震设防类别确定。烟囱的抗震设防类别应符合现行国家标准 GB 50223《建筑工程抗震设防分类标准》的规定，并符合以下要求：

1）对于单机容量为 300MW 及以上或规划容量为 800MW 及以上的火力发电厂和地震时必须维持正常供电的重要电力设施的烟囱、烟道宜划分为重点设防类（乙类）。

2）20 万人口以上城镇的集中供热烟囱，抗震设防类别应划分为重点设防类（乙类）。

重点设防类（乙类）烟囱应按高于本地区抗震设防烈度一度的要求加强其抗震措施；但抗震设防烈度为 9 度时应按比 9 度更高的要求采取抗震措施。同时，应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用。

标准设防类（丙类）烟囱，应按本地区抗震设防烈度确定其抗震措施和地震作用，达到在遭遇高于当地抗震设防烈度的预估罕遇地震影响时不致倒塌或发生危及生命安全的严重破坏的抗震设防目标。

（2）烟囱的抗震验算应符合下列规定：

1）在地震作用计算时，钢筋混凝土烟囱的结构阻尼比可取 0.05；无内衬钢烟囱可取 0.01；有内衬钢烟囱可取 0.02；玻璃钢烟囱可取 0.035。

2）抗震设防烈度为 6 度和 7 度时，可不计算竖向地震作用；8 度和 9 度时，应计算竖向地震作用。

3）烟囱抗震验算其他规定应按现行国家标准 GB 50011《建筑抗震设计规范》的有关规定执行。

（3）抗震设防烈度为 7 度时，Ⅰ、Ⅱ类场地，且基本风压 $w_0 \geqslant 0.5$kN/m^2 的钢筋混凝土烟囱可不进行截面抗震验算，但应满足抗震构造要求。

（4）烟囱水平地震作用。烟囱水平地震作用可按现行国家标准 GB 50011《建筑抗震设计规范》规定的振型分解反应谱法进行计算，当烟囱高度不超过 150m 时，可计算前 3 个振型组合；高度超过 150m 时，可计算前 3～5 个振型组合；高度大于 200m 时，计算的振型数量不应小于 5 个。

（5）烟囱竖向地震作用。烟囱竖向地震作用标准值可按下列规定计算：

1）烟囱根部的竖向地震作用可按式（13-30）计算：

$$F_{Ev0}=\pm 0.75\alpha_{vmax}G_E \tag{13-30}$$

2）其余各截面可按式（13-31）和式（13-32）计算：

$$F_{Evik}=\pm\eta\left(G_{iE}-\frac{G_{iE}^2}{G_E}\right) \tag{13-31}$$

$$\eta=4(1+C)K_v \tag{13-32}$$

式中　F_{Evik}——计算截面 i 的竖向地震作用标准值（对于烟囱根部截面，当 $F_{Evik}<F_{Ev0}$ 时，取 $F_{Evik}=F_{Ev0}$），kN；

G_{iE}——计算截面 i 以上的烟囱重力荷载代表值（取截面 i 以上的重力荷载标准值

与平台活荷载组合值之和；套筒或多筒式烟囱，当采用自承重式排烟筒时，G_{iE} 不包括排烟筒重量；当采用平台支承排烟筒时，平台及排烟筒重量通过平台传给外承重筒，在 G_{iE} 计入平台及排烟筒重量），kN；

G_E——基础顶面以上的烟囱总重力荷载代表值（取烟囱总重力荷载标准值与各层平台活荷载组合值之和；套筒或多筒式烟囱，当采用自承重式排烟筒时，G_E 不包括排烟筒重量；当采用平台支承排烟筒时，平台及排烟筒重量通过平台传给外承重筒，在 G_E 中计入平台及排烟筒重量），kN；

C——结构材料的弹性恢复系数（砖烟囱取 C=0.6；钢筋混凝土烟囱与玻璃钢烟囱取 C=0.7；钢烟囱取 C=0.8）；

K_v——竖向地震系数［按现行国家标准 GB 50011《建筑抗震设计规范》规定的设计基本地震加速度与重力加速度比值的 65%采用，7 度取 K_v=0.065（0.1）；8 度取 K_v=0.13（0.2）；9 度取 K_v=0.26；K_v=0.1 和 K_v=0.2 分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区］；

α_{vmax}——竖向地震影响系数最大值（按现行国家标准 GB 50011《建筑抗震设计规范》的规定，取水平地震影响系数最大值的 65%）。

悬挂式和分段支承式排烟筒竖向地震力计算时，可将悬挂或支承平台作为排烟筒根部、排烟筒自由端作为顶部进行计算，并应根据悬挂或支承平台的高度位置，对计算结果乘以竖向地震效应增大系数，增大系数可按式（13-33）～式（13-35）计算：

$$\beta=\xi\beta_{vi} \tag{13-33}$$

$$\beta_{vi}=4(1+C)\left(1-\frac{G_{iE}}{G_E}\right) \tag{13-34}$$

$$\xi=\frac{1}{1+\dfrac{G_{vE}L^3}{47EIT_{vg}^2}} \tag{13-35}$$

式中 β——竖向地震效应增大系数；

β_{vi}——修正前第 i 层悬挂（或支撑）平台竖向地震效应增大系数；

ξ——平台刚度对竖向地震效应的折减系数；

G_{vE}——悬挂（或支撑）平台一根主梁所承受的总重力荷载（包括主梁自重荷载）代表值，kN；

L——主梁跨度，m；

E——主梁材料的弹性模量，kN/m^2；

I——主梁截面惯性矩，m^4；

T_{vg}——竖向地震场地特征周期（可取设计第一组水平地震特征周期的 65%），s。

（五）温度作用

1. 温度的取值原则

（1）烟囱内部的烟气温度，应符合下列规定：

1）计算烟囱最高受热温度和确定材料在温度作用下的折减系数时，应采用烟囱使用时的最高温度。

2）确定烟气露点温度和防腐蚀措施时，应采用烟气温度变化范围下限值。

（2）烟囱外部的环境温度，应按下列规定采用：

1）计算烟囱最高受热温度和确定材料在温度作用下的折减系数时，应采用极端最高温度。

2）计算筒壁温度差时，应采用极端最低温度。

（3）筒壁计算出的各点受热温度，均不应大于本章第一节中的相关要求和表 13-8 规定的相应材料使用最高温度。

表 13-8　钢烟囱筒壁的最高受热温度

钢材	最高受热温度	备注
碳素结构钢	250℃	用于沸腾钢
	350℃	用于镇静钢
低合金结构钢和可焊接低合金耐候钢	400℃	—

（4）夏季极端最高温度和冬季极端最低温度应根据相应工程的水文气象资料确定。

2. 传热温度计算

（1）烟囱内衬、隔热层和筒壁以及基础和烟道各点的受热温度 （图 13-1、图 13-2），可按式（13-36）计算：

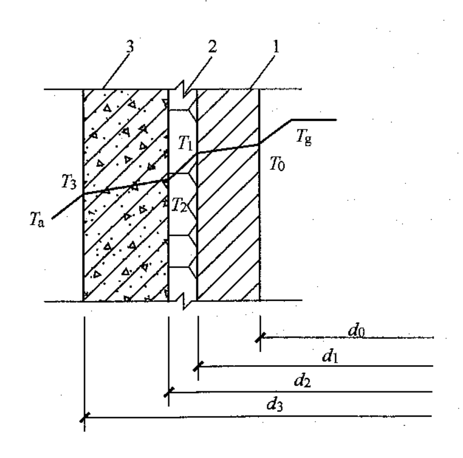


图 13-1　单筒烟囱传热计算

1—内衬；2—隔热层；3—筒壁

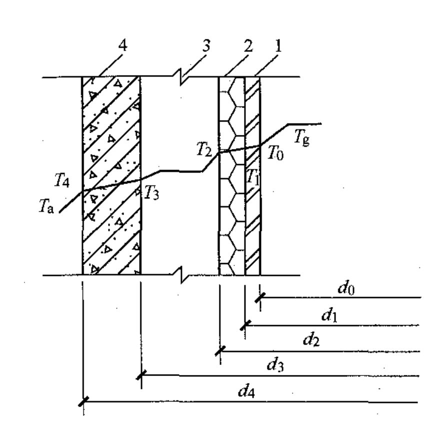


图 13-2　套筒烟囱传热计算

1—内衬；2—隔热层；3—空气层；4—筒壁

$$T_{cj}=T_g-\frac{T_g-T_a}{R_{tot}}\left(R_{in}+\sum_{i=1}^{j}R_i\right) \quad (13\text{-}36)$$

式中　T_{cj}——计算点 j 的受热温度，℃；

T_g——烟气温度，℃；

T_a——空气温度，℃；

R_{tot}——内衬、隔热层、筒壁或基础环壁及环壁外侧计算土层等总热阻，$m^2 \cdot K/W$；

R_i——第 i 层热阻，$m^2 \cdot K/W$；

R_{in}——内衬内表面的热阻，$m^2 \cdot K/W$。

（2）单筒烟囱内衬、隔热层、筒壁热阻以及总热阻，可分别按式（13-37）～式（13-40）计算：

$$R_{tot}=R_{in}+\sum_{i=1}^{3}R_i+R_{ex} \quad (13\text{-}37)$$

$$R_{in}=\frac{1}{\alpha_{in}d_0} \quad (13\text{-}38)$$

$$R_i=\frac{1}{2\lambda_i}\ln\frac{d_i}{d_{i-1}} \quad (13\text{-}39)$$

$$R_{ex}=\frac{1}{\alpha_{ex}d_3} \quad (13\text{-}40)$$

式中　R_i——筒身第 i 层结构热阻（i=1 代表内衬；i=2 代表隔热层；i=3 代表筒壁）$m^2 \cdot K/W$；

λ_i——筒身第 i 层结构导热系数，$W/(m \cdot K)$；

α_{in}——内衬内表面传热系数，$W/(m \cdot K)$；

α_{ex}——筒壁外表面传热系数，$W/(m \cdot K)$；

R_{ex}——筒壁外表面的热阻，$m^2 \cdot K/W$；

d_i、d_{i-1}——分别为筒身第 i 层和第 $i-1$ 层内直径，m；

d_0、d_1、d_2、d_3——分别为内衬、隔热层、筒壁内直径及筒壁外直径，m。

（3）套筒烟囱内筒、隔热层、筒壁热阻以及总热阻，可分别按式（13-41）～式（13-48）进行计算：

$$R_{tot}=R_{in}+\sum_{i=1}^{4}R_i+R_{ex} \quad (13\text{-}41)$$

$$R_{in}=\frac{1}{\beta\alpha_{in}d_0} \quad (13\text{-}42)$$

$$R_1=\frac{1}{2\beta\lambda_1}\ln\frac{d_1}{d_0} \quad (13\text{-}43)$$

$$R_2=\frac{1}{2\beta\lambda_2}\ln\frac{d_2}{d_1} \quad (13\text{-}44)$$

$$R_3=\frac{1}{\alpha_s d_2} \quad (13\text{-}45)$$

$$R_4=\frac{1}{2\lambda_4}\ln\frac{d_4}{d_3} \quad (13\text{-}46)$$

$$R_{ex}=\frac{1}{\alpha_{ex}d_4} \quad (13\text{-}47)$$

$$\alpha_s=1.211+0.0681T_g \quad (13\text{-}48)$$

式中　β——有通风条件时的外筒与内筒传热比，外筒与内筒间距不应小于 100mm，并取 $\beta=0.5$；

α_s——有通风条件时，外筒内表面与内筒外表面的传热系数。

（4）矩形烟道侧壁或地下烟道的烟囱基础底板的总热阻可按式（13-37）计算，各层热阻可按下列公式进行计算：

$$R_{in}=\frac{1}{\alpha_{in}} \quad (13\text{-}49)$$

$$R_i=\frac{t_i}{\lambda_i} \quad (13\text{-}50)$$

$$R_{ex}=\frac{1}{\alpha_{ex}} \quad (13\text{-}51)$$

式中　t_i——分别为内衬、隔热层、筒壁或计算土层厚度，m。

（5）内衬内表面的传热系数和筒壁或计算土层外表面的传热系数，可分别按表 13-9 及表 13-10 采用。

表 13-9　内衬内表面的传热系数 α_{in}

烟气温度（℃）	传热系数 [$W/(m^2 \cdot K)$]
50～100	33
100～300	38
>300	58

表 13-10　筒壁或计算土层外表面的传热系数 α_{ex}

季　节	传热系数 [$W/(m^2 \cdot K)$]
夏季	12
冬季	23

（6）在烟道口高度范围内烟气温差可按式（13-52）计算：

$$\Delta T_0=\beta_T T_g \tag{13-52}$$

式中 ΔT_0——烟道入口高度范围内烟气温差，℃；

β_T——烟道口范围烟气不均匀温度变化系数（宜根据实际工程情况选取，当无可靠经验时，可按表 13-11 选取）。

表 13-11　烟道口范围烟气不均匀温度变化系数 β

烟道情况	一个烟道		两个或多个烟道	
	干式除尘	湿式除尘或湿法脱硫	直接与烟囱连接	在烟囱外部通过汇流烟道连接
β_T	0.15	0.30	0.8	0.45

注　多烟道时，烟气温度 T_g 按各烟道烟气流量加权平均值确定。

（7）烟道口上部烟气温差可按式（13-53）进行计算：

$$\Delta T_g=\Delta T_0 e^{-\xi_t \cdot z/d_0} \tag{13-53}$$

式中 ΔT_g——距离烟道口顶部 z 高度处的烟气温差，℃；

ξ_t——衰减系数（多烟道且设有隔烟墙时，取 ξ_t=0.15；其余情况取 ξ_t=0.40）；

z——距离烟道口顶部计算点的距离，m；

d_0——烟道口上部烟囱内直径，m。

（8）沿烟囱直径两端，筒壁厚度中点处温度差可按式（13-54）进行计算：

$$\Delta T_m=\Delta T_g\left(1-\frac{R_{tot}^c}{R_{tot}}\right) \tag{13-54}$$

式中 R_{tot}^c——从烟囱内衬内表面到烟囱筒壁中点的总热阻，$m^2 \cdot K/W$。

（9）自立式钢烟囱或玻璃钢烟囱由筒壁温差产生的水平位移，可按式（13-55）～式（13-57）计算：

$$u_x=\theta_0 H_B\left(z+\frac{1}{2}H_B\right)+\frac{\theta_0}{V}\left[z-\frac{1}{v}(1-e^{-V \cdot z})\right] \tag{13-55}$$

$$\theta_0=0.811\times\frac{\alpha_z \Delta T_{m0}}{d} \tag{13-56}$$

$$V=\xi_t/d \tag{13-57}$$

式中 u_x——距离烟道口顶部 z 处筒壁截面的水平位移，m；

θ_0——在烟道口范围内的截面转角变位，rad；

H_B——筒壁烟道口高度，m；

α_z——筒壁材料的纵向膨胀系数；

d——筒壁厚度中点所在圆直径，m；

ΔT_{m0}——z=0 时 ΔT_m 计算值。

（10）在不计算支承平台水平约束和重力影响的情况下，悬挂式排烟筒由筒壁温差产生的水平位移可按式（13-58）计算：

$$u_x=\frac{\theta_0}{V}\left[z-\frac{1}{v}(1-e^{-V \cdot z})\right] \tag{13-58}$$

（11）钢或玻璃钢内筒轴向温度应力应根据各层支承平台约束情况确定。内筒可按梁柱计算模型处理，并应根据各层支承平台位置的位移与按上述第（8）条或第（9）条计算的相应位置处的位移相等计算梁柱内力，该内力可近似为内筒计算温度应力。内筒计算温度应力也可按式（13-59）～式（13-61）计算：

$$\sigma_m^T=0.4E_{zc}\alpha_z\Delta T_m \tag{13-59}$$

$$\sigma_{sec}^T=0.1E_{zc}\alpha_z\Delta T_g \tag{13-60}$$

$$\sigma_b^T=0.5E_{zb}\alpha_z\Delta T_w \tag{13-61}$$

式中 σ_m^T——筒身弯曲温度应力，MPa；

σ_{sec}^T——温度次应力，MPa；

σ_b^T——筒壁内外温差引起的温度应力，MPa；

E_{zc}——筒壁纵向受压或受拉弹性模量，MPa；

E_{zb}——筒壁纵向弯曲弹性模量，MPa；

ΔT_w——筒壁内外温差，℃。

（12）钢或玻璃钢内筒环向温度应力可按式（13-62）计算：

$$\sigma_\theta^T=0.5E_{\theta b}\alpha_\theta\Delta T_w \tag{13-62}$$

式中 α_θ——筒壁材料环向膨胀系数；

$E_{\theta b}$——筒壁环向弯曲弹性模量，MPa。

（六）烟气压力

（1）烟气压力可按式（13-63）～式（13-65）计算：

$$P_g=0.01(\rho_a-\rho_g)h \tag{13-63}$$

$$\rho_a=\rho_{ao}\frac{273}{273+T_a} \tag{13-64}$$

$$\rho_g=\rho_{go}\frac{273}{273+T_g} \tag{13-65}$$

式中 P_g——烟气压力，kN/m^2；

ρ_a——烟囱外部空气密度，kg/m^3；

ρ_g——烟气密度，kg/m^3；

h——烟道口中心标高到烟囱顶部的距离，m；

ρ_{ao}——标准状态下的大气密度，kg/m^3，按 $1.285kg/m^3$ 采用；

ρ_{go}——标准状态下的烟气密度，kg/m^3，按燃烧计算结果采用［无计算数据时，干式除尘（干烟气）取 $1.32kg/m^3$，湿式除尘（湿烟气）取 $1.28kg/m^3$］。

T_a——烟囱外部环境温度，℃；

T_g——烟气温度，℃。

（2）钢内筒非正常操作压力或爆炸压力应根据各

工程实际情况确定，且其负压值不应小于 2.5kN/m²。压力值可沿钢内筒高度取恒定值。

（3）烟气压力对排烟筒产生的环向拉应力或压应力可按式（13-66）计算：

$$\sigma_\theta=\frac{P_g r}{t} \tag{13-66}$$

式中　σ_θ——烟气压力产生的环向拉应力（烟气正压运行）或压应力（烟气负压运行），kN/m²；

r——排烟筒半径，m；

t——排烟筒壁厚，m。

二、计算方法

（一）附加弯矩计算

（1）承载能力极限状态和正常使用极限状态计算时，筒身重力荷载对筒壁水平截面 z 产生的附加弯矩 M_{ai}（图 13-3），可按式（13-67）计算：

$$M_{ai}=\frac{q_i(h-h_i)^2}{2}\left[\frac{h+2h_i}{3}\left(\frac{1}{\rho_c}+\frac{\alpha_c\Delta T}{d}\right)+\tan\theta\right] \tag{13-67}$$

式中　q_i——距筒壁顶（h–h_i）/3 处的折算线分布重力荷载，可按式（13-69）计算；

h——筒身高度，m；

h_i——计算截面 i 的高度，m；

$1/\rho_c$——筒身代表截面处的弯曲变形曲率，可按式（13-77）、式（13-78）、式（13-80）和式（13-81）计算；

α_c——混凝土的线膨胀系数；

ΔT——由日照产生的筒身阳面与阴面的温度差，应按当地实测数据采用（当无实测数据时，可按 20℃采用）；

d——高度为 0.4h 处的筒身外直径，m；

θ——基础倾斜角（按现行国家标准 GB 50007《建筑地基基础设计规范》规定的地基允许倾斜值采用），rad。

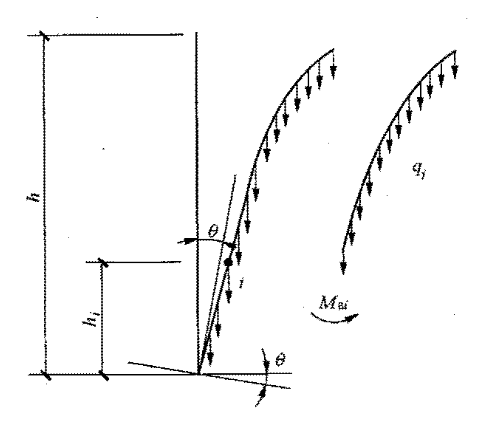


图 13-3　附加弯矩

（2）抗震设防地区的钢筋混凝土烟囱，筒身重力荷载及竖向地震作用对筒壁水平截面 i 产生的附加弯矩 M_{Eai}，可按式（13-68）计算：

$$M_{Eai}=\frac{q_i(h-h_i)^2\pm\gamma_{Ev}F_{Evik}(h-h_i)}{2}\times\left[\frac{h+2h_i}{3}\left(\frac{1}{\rho_{Ec}}+\frac{\alpha_c\Delta T}{d}\right)+\tan\theta\right] \tag{13-68}$$

式中　$1/\rho_{Ec}$——考虑地震作用时，筒身代表截面处的变形曲率，按式（13-79）计算；

γ_{Ev}——竖向地震作用系数，取 0.50；

F_{Evik}——水平截面 i 的竖向地震作用标准值。

（3）计算截面 i 附加弯矩时，其折算线分布重力荷载 q_i 值，可按式（13-69）进行计算：

$$q_i=\frac{2(h-h_i)}{3h}(q_0-q_1)+q_1 \tag{13-69}$$

承载能力极限状态时：

$$q_0=\frac{G}{h} \tag{13-70}$$

$$q_1=\frac{G_1}{h_1} \tag{13-71}$$

正常使用极限状态时：

$$q_0=\frac{G_k}{h} \tag{13-72}$$

$$q_1=\frac{G_{1k}}{h_1} \tag{13-73}$$

式中　q_0——整个筒身的平均线分布重力荷载，kN/m；

q_1——筒身顶部第一节的平均线分布重力荷载，kN/m；

G、G_k——分别为筒身（内衬、隔热层、筒壁）全部自重荷载设计值和标准值，kN；

G_1、G_{1k}——分别为筒身顶部第一节全部自重荷载设计值和标准值，kN；

h_1——筒身顶部第一节高度，m。

（4）筒身代表截面处，轴向力对筒壁水平截面中心的相对偏心距，应按下列规定计算；

1）承载能力极限状态应按式（13-74）和式（13-75）计算：

a．不考虑地震作用时：

$$\frac{e}{r}=\frac{M_W+M_a}{N\cdot r} \tag{13-74}$$

b．当考虑地震作用时：

$$\frac{e_E}{r}=\frac{M_E+\psi_{cWE}M_W+M_{Ea}}{N\cdot r} \tag{13-75}$$

2）正常使用极限状态应按式（13-76）计算：

$$\frac{e_k}{r}=\frac{M_{Wk}+M_{ak}}{N_k\cdot r} \tag{13-76}$$

式中 N——筒身代表截面处的轴向力设计值，kN；

N_k——筒身代表截面处的轴向力标准值，kN；

M_W——筒身代表截面处的风弯矩设计值，kN·m；

M_{Wk}——筒身代表截面处的风弯矩标准值，kN·m；

M_a——筒身代表截面处承载能力极限状态附加弯矩设计值，kN·m；

M_{ak}——筒身代表截面处正常使用极限状态附加弯矩标准值，kN·m；

M_E——筒身代表截面处的地震作用弯矩设计值，kN·m；

M_{Ea}——筒身代表截面处的地震作用时附加弯矩设计值，kN·m；

e——按作用效应基本组合计算的轴向力设计值对混凝土筒壁圆心轴线的偏心距，m；

e_E——按含地震作用的荷载效应基本组合计算的轴向力设计值对混凝土筒壁圆心轴线的偏心距，m；

e_k——按荷载效应标准组合计算的轴向力标准值对混凝土筒壁圆心轴线的偏心距，m；

ψ_{cWE}——含地震作用效应的基本组合中风荷载组合系数，取 0.2；

r——筒壁代表截面处的筒壁平均半径，m。

（5）筒身代表截面处的变形曲率 $1/\rho_c$ 和 $1/\rho_{Ec}$，可按下列规定计算：

1）承载能力极限状态可按式（13-77）～式（13-79）计算：

a. 当 $\frac{e}{r}\leqslant 0.5$ 时：

$$\frac{1}{\rho_c}=\frac{1.6(M_W+M_a)}{0.33E_{ct}I} \tag{13-77}$$

b. 当 $\frac{e}{r}>0.5$ 时：

$$\frac{1}{\rho_c}=\frac{1.6(M_W+M_a)}{0.25E_{ct}I} \tag{13-78}$$

c. 当计算地震作用时：

$$\frac{1}{\rho_{Ec}}=\frac{M_E+\psi_{cWE}M_W+M_{Ea}}{0.25E_{ct}I} \tag{13-79}$$

2）正常使用极限状态可按式（13-80）、式（13-81）计算：

a. 当 $\frac{e_k}{r}\leqslant 0.5$ 时：

$$\frac{1}{\rho_c}=\frac{M_{Wk}+M_{ak}}{0.65E_{ct}I} \tag{13-80}$$

b. 当 $\frac{e_k}{r}>0.5$ 时：

$$\frac{1}{\rho_c}=\frac{M_{Wk}+M_{ak}}{0.4E_{ct}I} \tag{13-81}$$

式中 E_{ct}——筒身代表截面处的筒壁混凝土在温度作用下的弹性模量，kN/m^2；

I——筒身代表截面惯性矩，m^4。

（6）计算筒身代表截面处的变形曲率 $1/\rho_c$ 和 $1/\rho_{Ec}$ 时，可先假定附加弯矩初始值，承载能力极限状态计算时可假定 M_a=0.35M_w，计及地震作用时可取 M_{Ea}=0.35M_E，正常使用极限状态可取 M_{ak}=0.2M_w，代入有关公式求得附加弯矩值与假定值相差不超过 5%时，可不再计算，不满足该条件时应进行循环迭代，并应直到前后两次的附加弯矩不超过 5%为止。其最后值应为所求的附加弯矩值，与之相应的曲率值应为筒身变形终曲率。

（7）筒身代表截面处的附加弯矩可不迭代，可按下列公式直接计算：

1）承载能力极限状态时：

$$M_a=\frac{\frac{1}{2}q_i(h-h_i)^2\left[\frac{h+2h_i}{3}\left(\frac{1.6M_W}{\alpha_e E_{ct}I}+\frac{\alpha_c\Delta T}{d}\right)+\tan\theta\right]}{1-\frac{q_i(h-h_i)^2}{2}\times\frac{(h+2h_i)}{3}\times\frac{1.6}{\alpha_e E_{ct}I}} \tag{13-82}$$

2）承载能力极限状态下，计算地震作用时：

$$M_{Ea}=\frac{A\left[\frac{h+2h_i}{3}\left(\frac{M_E+\psi_{cWE}M_W}{\alpha_e E_{ct}I}+\frac{\alpha_c\Delta T}{d}\right)+\tan\theta\right]}{1-A\times\frac{(h+2h_i)}{3}\times\frac{1}{\alpha_e E_{ct}I}} \tag{13-83}$$

$$A=\frac{q_i(h-h_i)^2\pm\gamma_{Ev}F_{Evik}(h-h_i)}{2}$$

3）正常使用极限状态时：

$$M_{ak}=\frac{\frac{1}{2}q_i(h-h_i)^2\left[\frac{h+2h_i}{3}\left(\frac{M_{Wk}}{\alpha_e E_{ct}I}+\frac{\alpha_c\Delta T}{d}\right)+\tan\theta\right]}{1-\frac{q_i(h-h_i)^2}{2}\times\frac{h+2h_i}{3}\times\frac{1}{\alpha_e E_{ct}I}} \tag{13-84}$$

式中 α_e——刚度折减系数（承载能力极限状态时，当 $\frac{e}{r}\leqslant 0.5$ 时，取 α_e=0.33；当 $\frac{e}{r}>0.5$ 以及地震作用时，取 α_e=0.25；正常使用极限状态时，当 $\frac{e_k}{r}\leqslant 0.5$ 时，取 α_e=0.65；当 $\frac{e_k}{r}>0.5$ 时，取 α_e=0.4）。

注：在确定$\frac{e}{r}$或$\frac{e_k}{r}$时，按第（6）条假定附加弯矩，然后确定式（13-82）～式（13-84）中的α_e值；再用计算出的附加弯矩复核$\frac{e}{r}$或$\frac{e_k}{r}$值是否符合所采用的α_e值条件，否则应另确定α_e值。

（8）筒身代表截面可按下列规定确定：

1）当筒身各段坡度均小于或等于3%时，可按下列规定确定：

a．筒身无烟道孔时，取筒身最下节的筒壁底截面。

b．筒身有烟道孔时，取洞口上一节的筒壁底截面。

2）当筒身下部$h/4$范围内有大于3%的坡度时，可按下列规定确定：

a．在坡度小于3%的区段内无烟道孔时，取该区段的筒壁底截面。

b．在坡度小于3%的区段内有烟道孔时，取洞口上一节筒壁底截面。

（9）当筒身坡度不符合本节第（8）条的规定时，筒身附加弯矩可按下式进行计算（图13-4）：

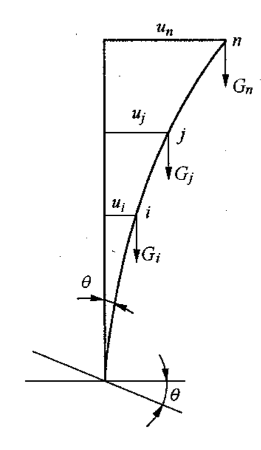


图13-4　附加弯矩计算

$$M_{ai}=\sum_{j=i+1}^{n}G_j(u_j-u_i) \tag{13-85}$$

式中　G_j——筒身j质点的重力（计算地震作用时应包括竖向地震作用）；

u_i、u_j——筒身i，j质点的最终水平位移，计算时包括日照温差和基础倾斜的影响。

（二）承载力极限状态计算

1．钢筋混凝土烟囱筒壁水平截面极限状态承载能力

（1）当烟囱筒壁计算截面无孔洞时（图13-5）：

$$M+M_a\leqslant\alpha_1 f_{ct}Ar\frac{\sin\alpha\pi}{\pi}+f_{yt}A_s r\frac{\sin\alpha\pi+\sin\alpha_t\pi}{\pi} \tag{13-86}$$

$$\alpha=\frac{N+f_{yt}A_s}{\alpha_1 f_{ct}A+2.5f_{yt}A_s} \tag{13-87}$$

当$\alpha\geqslant\frac{2}{3}$时：

$$\alpha=\frac{N}{\alpha_1 f_{ct}A+f_{yt}A_s} \tag{13-88}$$

（2）当筒壁计算截面有孔洞时：

1）有一个孔洞（图13-6）：

$$M+M_a\leqslant\frac{r}{\pi-\theta}\{(\alpha_1 f_{ct}A+f_{yt}A_s)[\sin(\alpha\pi-\alpha\theta+\theta)-\sin\theta]+f_{yt}A_s\sin[\alpha_t(\pi-\theta)]\} \tag{13-89}$$

$$A=2(\pi-\theta)rt \tag{13-90}$$

2）有两个孔洞，且$\alpha_0=\pi$时（图13-7）：

$$M+M_a\leqslant\frac{r}{\pi-\theta_1-\theta_2}\{(\alpha_1 f_{ct}A+f_{yt}A_s)[\sin(\pi\alpha-\alpha\theta_1-\alpha\theta_2+\theta_1)-\sin\theta_1]+f_{yt}A_s[\sin(\alpha_t\pi-\alpha_t\theta_1-\alpha_t\theta_2+\theta_2)-\sin\theta_2]\} \tag{13-91}$$

$$A=2(\pi-\theta_1-\theta_2)rt \tag{13-92}$$

3）有两个孔洞，且当$\alpha_0\leqslant\alpha(\pi-\theta_1-\theta_2)+\theta_1+\theta_2$时，可按$\theta=\theta_1+\theta_2$的单孔洞截面计算；

4）当$\alpha(\pi-\theta_1-\theta_2)+\theta_1+\theta_2<\alpha_0\leqslant\pi-\theta_2-\alpha_t(\pi-\theta_1-\theta_2)$时（图13-8）：

$$M+M_a\leqslant\frac{r}{\pi-\theta_1-\theta_2}\{(\alpha_1 f_{ct}A+f_{yt}A_s)[\sin(\alpha\pi-\alpha\theta_1-\alpha\theta_2+\theta_1)-\sin\theta_1]+f_{yt}A_s[\sin(\alpha_t\pi-\alpha_t\theta_1-\alpha_t\theta_2)]\} \tag{13-93}$$

5）当$\alpha_0>\pi-\theta_2-\alpha_t(\pi-\theta_1-\theta_2)$时（图13-9）：

$$M+M_a\leqslant\frac{r}{\pi-\theta_1-\theta_2}\{(\alpha_1 f_{ct}A+f_{yt}A_s)[\sin(\alpha\pi-\alpha\theta_1-\alpha\theta_2+\theta_1)-\sin\theta_1]\}+\frac{f_{yt}A_s}{2}[\sin\beta'_2+\sin\beta_2-\sin(\pi-\alpha_0+\theta_2)+\sin(\pi-\alpha_0-\theta_2)]\} \tag{13-94}$$

$$\beta_2=k-\arcsin\left(-\frac{m}{2\sin k}\right) \tag{13-95}$$

$$\beta'_2=k+\arcsin\left(-\frac{m}{2\sin k}\right) \tag{13-96}$$

$$m=\cos(\pi-\alpha_0-\theta_2)-\cos(\pi-\alpha_0+\theta_2) \tag{13-97}$$

$$k=\alpha_t(\pi-\theta_1-\theta_2)+\theta_2 \tag{13-98}$$

$$A=2(\pi-\theta_1-\theta_2)rt \tag{13-99}$$

式中　N——计算截面轴向力设计值，kN；

α——受压区混凝土截面面积与全截面面积的比值；

α_t——受拉竖向钢筋截面面积与全部竖向钢筋截面面积的比值（$\alpha_t=1-1.5\alpha$；当$\alpha\geqslant\frac{2}{3}$时，$\alpha_t=0$）；

A——计算截面的筒壁截面面积，m^2；

f_{ct}——混凝土在温度作用下轴心抗压强度设计值，kN/m^2；

α_1——受压区混凝土矩形应力图的应力与混凝土抗压强度设计值的比值（当混凝土强度等级不超过 C50 时，α_1=0；当为 C80 时，α_1=0.94，其间按线性内插法取用）；

A_s——计算截面钢筋总截面面积，m^2；

f_{yt}——计算截面钢筋在温度作用下的抗拉强度设计值，kN/m^2；

M——计算截面弯矩设计值，kN·m；

M_a——计算截面附加弯矩设计值，kN·m；

r——计算截面筒壁平均半径，m；

t——筒壁厚度，m；

θ——计算截面有一个孔洞时的孔洞半角，rad；

θ_1——计算截面有两个孔洞时，大孔洞的半角，rad；

θ_2——计算截面有两个孔洞时，小孔洞的半角，rad；

α_0——计算截面有两个孔洞时，两孔洞角平分线的夹角，rad。

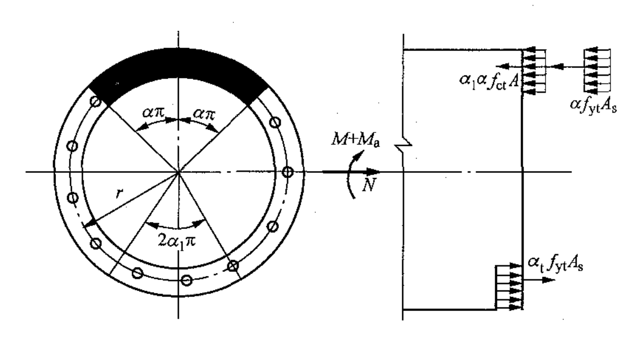


图 13-5　筒壁没有孔洞

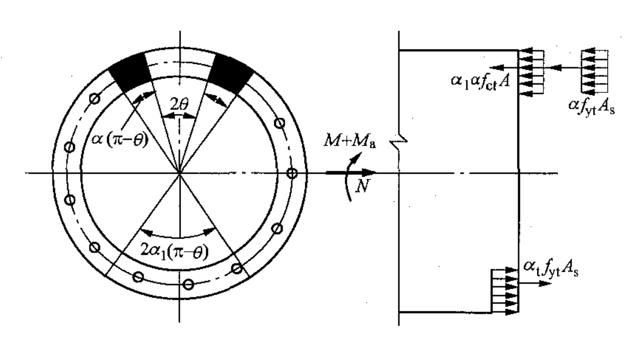


图 13-6　筒壁有一个孔洞

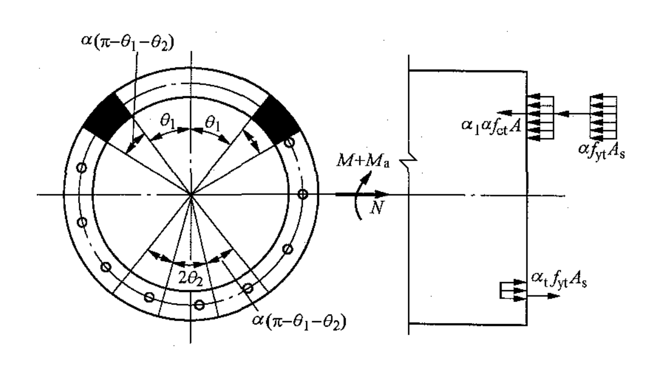


图 13-7　筒壁两个孔洞（α_0=π，大孔位于受压区）

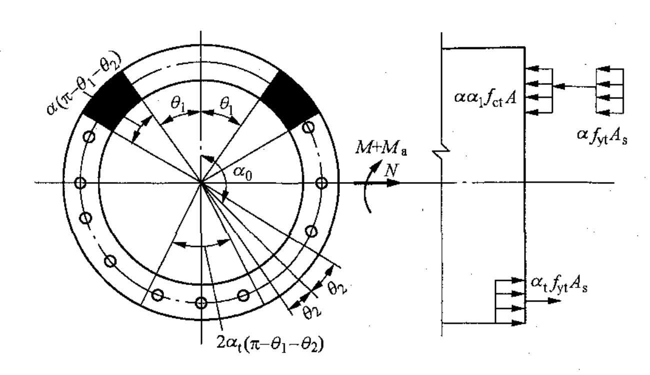


图 13-8　筒壁两个孔洞（α_0≠π，其中小孔位于拉压区之间）

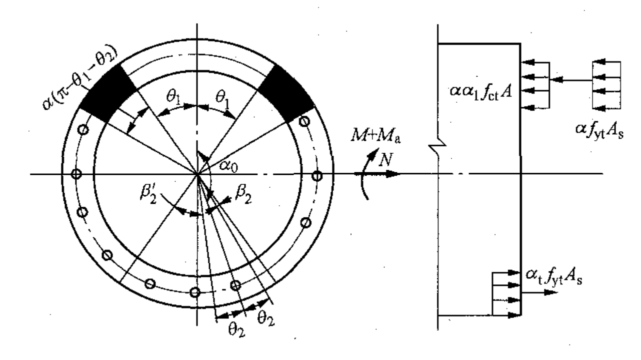


图 13-9　筒壁两个孔洞（α_0≠π，其中小孔位于受拉区内）

2. 筒壁竖向截面极限承载能力

可按现行国家标准 GB 50010《混凝土结构设计规范》正截面受弯承载力进行计算。

（三）正常使用极限状态的验算

1. 烟囱的正常使用极限状态

（1）计算在荷载标准值和温度共同作用下混凝土与钢筋应力，以及温度单独作用下钢筋应力，并应满足下列公式的要求：

$$\sigma_{cwt} \leqslant 0.4 f_{ctk} \tag{13-100}$$

$$\sigma_{swt} \leqslant 0.5 f_{ytk} \tag{13-101}$$

$$\sigma_{st} \leqslant 0.5 f_{ytk} \tag{13-102}$$

式中　σ_{cwt}——在荷载标准值和温度共同作用下混凝土的应力值，N/mm^2；

σ_{swt}——在荷载标准值和温度共同作用下竖向钢筋的应力值，N/mm^2；

σ_{st}——在温度作用下环向和竖向钢筋的应力值，N/mm^2；

f_{ctk}——混凝土在温度作用下的强度标准值，N/mm^2；

f_{ytk}——钢筋在温度作用下的强度标准值，N/mm^2。

（2）验算筒壁裂缝宽度，并应符合表 13-2 的规定。

2. 荷载标准值作用下的水平截面应力计算

（1）钢筋混凝土筒壁水平截面在自重荷载、风荷

载和附加弯矩（均为标准值）作用下的应力计算，应根据轴向力标准值对筒壁圆心的偏心距e_k与截面核心距r_{co}的相应关系（$e_k > r_{co}$或$e_k \leqslant r_{co}$），分别采用图13-10所示的应力计算简图，并应符合下列规定：

1）轴向力标准值对筒壁圆心的偏心距应按下式计算：

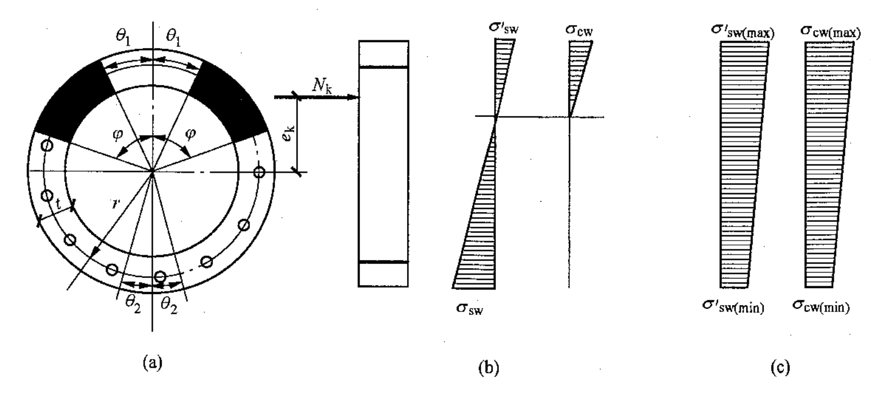


图 13-10 在荷载标准值作用下截面应力计算

（a）截图简图；（b）$e_k > r_{co}$时的应力；（c）$e_k \leqslant r_{co}$时的应力

$$e_k = \frac{M_{Wk} + M_{ak}}{N_k} \tag{13-103}$$

式中 M_{Wk}——计算截面由风荷载标准值产生的弯矩，kN·m；

M_{ak}——计算截面正常使用极限状态的附加弯矩标准值，kN·m；

N_k——计算截面的轴向力标准值，kN。

2）截面核心距r_{co}按下列公式计算：

a．当筒壁计算截面无孔洞时：

$$r_{co}=0.5r \tag{13-104}$$

b．当筒壁计算截面有一个孔洞（将孔洞置于受压区）时：

$$r_{co} = \frac{\pi - \theta - 0.5\sin 2\theta - 2\sin\theta}{2(\pi - \theta - \sin\theta)} r \tag{13-105}$$

c．当筒壁计算截面有两个孔洞（$\alpha_0=\pi$，并将大孔洞置于受压区）时：

$$r_{co} = \frac{\pi - \theta_1 - \theta_2 - 0.5(\sin 2\theta_1 + \sin 2\theta_2) + 2\cos\theta_2(\sin\theta_2 - \sin\theta_1)}{2[\sin\theta_2 - \sin\theta_1 + (\pi - \theta_1 - \theta_2)\cos\theta_2]} r \tag{13-106}$$

d．当筒壁计算截面有两个孔洞（$\alpha_0 \neq \pi$，并将大孔洞置于受压区）且$\alpha_0 \leqslant \pi - \theta_2$时：

$$r_{co} = \frac{[(\pi - \theta_1 - \theta_2) - 0.5[\sin 2\theta_1 - 0.5\sin 2(\alpha_0 - \theta_2) + 0.5\sin 2(\alpha_0 + \theta_2)] + \sin(\alpha_0 - \theta_2) - \sin(\alpha_0 + \theta_2) - 2\sin\theta_1]}{2(\pi - \theta_1 - \theta_2) + \sin(\alpha_0 - \theta_2) - \sin(\alpha_0 + \theta_2) - 2\sin\theta_1} r \tag{13-107}$$

e．当筒壁计算截面有两个孔洞（$\alpha_0 \neq \pi$，并将大孔洞置于受压区）且$\alpha_0 > \pi - \theta_2$时：

$$r_{co} = \frac{(\pi - \theta_1 - \theta_2) - 0.5[\sin 2\theta_1 - 0.5\sin 2(\alpha_0 - \theta_2) + 0.5\sin 2(\alpha_0 + \theta_2)] - \cos(\alpha_0 + \theta_2)[\sin(\alpha_0 - \theta_2) - \sin(\alpha_0 + \theta_2) - 2\sin\theta_1]}{-2(\pi - \theta_1 - \theta_2)\cos(\alpha_0 + \theta_2) + \sin(\alpha_0 - \theta_2) - \sin(\alpha_0 + \theta_2) - 2\sin\theta_1} r \tag{13-108}$$

（2）当$e_k > r_{co}$时，筒壁水平截面混凝土及钢筋应力应按下列公式计算：

1）背风侧混凝土压应力σ_{cw}应按下列公式计算：

a．当筒壁计算截面无孔洞时：

$$\sigma_{cw} = \frac{N_k}{A_0} C_{c1} \tag{13-109}$$

$$C_{c1} = \frac{\pi(1 + \alpha_{Et}\rho_t)(1 - \cos\varphi)}{\sin\varphi - (\varphi + \pi\alpha_{Et}\rho_t)\cos\varphi} \tag{13-110}$$

b．当筒壁计算截面有一个孔洞时：

$$\sigma_{cw} = \frac{N_k}{A_0} C_{c2} \tag{13-111}$$

$$C_{c2} = \frac{(1 + \alpha_{Et}\rho_t)(\pi - \theta)(\cos\theta - \cos\varphi)}{\sin\varphi - (1 + \alpha_{Et}\rho_t)\sin\theta - [\varphi - \theta + (\pi - \theta)\alpha_{Et}\rho_t]\cos\varphi} \tag{13-112}$$

c．当筒壁计算截面有两个孔洞（$\alpha_0=\pi$）时：

$$\sigma_{cw} = \frac{N_k}{A_0} C_{c3} \tag{13-113}$$

$$C_{c3} = \frac{B_{c3}}{D_{c3}} \tag{13-114}$$

$$B_{c3}=(\pi-\theta_1-\theta_2)(1+\alpha_{Et}\rho_t)(\cos\theta_1-\cos\varphi) \tag{13-115}$$

$$D_{c3}=\sin\varphi-(1+\alpha_{Et}\rho_t)\sin\theta_1-[\varphi-\theta_1+\alpha_{Et}\rho_t(\pi-\theta_1-\theta_2)]\cos\varphi+\alpha_{Et}\rho_t\sin\theta_2 \tag{13-116}$$

d. 当筒壁计算截面有两个孔洞时（$\alpha_0<\pi$）时：

$$\sigma_{cw}=\frac{N_k}{A_0}C_{c4} \tag{13-117}$$

$$\sigma_{cw}=\frac{B_{c4}}{D_{c4}} \tag{13-118}$$

$$B_{c4}=(\pi-\theta_1-\theta_2)(1+\alpha_{Et}\rho_t)(\cos\theta_1-\cos\varphi) \tag{13-119}$$

$$D_{c4}=\sin\varphi-(1+\alpha_{Et}\rho_t)\sin\theta_1-[\varphi-\theta_1+\alpha_{Et}\rho_t(\pi-\theta_1-\theta_2)]\cos\varphi+\frac{1}{2}\alpha_{Et}\rho_t[\sin(\alpha_0-\theta_2)-\sin(\alpha_0+\theta_2)] \tag{13-120}$$

式中 A_0——筒壁计算截面的换算面积，按公式（13-159）；

α_{Et}——在温度和荷载长期作用下，钢筋的弹性模量与混凝土的弹塑性模量的比值，按公式（13-160）计算；

φ——筒壁计算截面的受压区半角；

ρ_t——竖向钢筋总配筋率（包括筒壁外侧和内侧配筋）。

2）迎风侧竖向钢筋拉应力σ_{sw}应按下列公式计算：

a. 当筒壁计算截面无孔洞时：

$$\sigma_{cw}=\alpha_{Et}\frac{N_k}{A_0}C_{s1} \tag{13-121}$$

$$C_{s1}=\frac{1+\cos\varphi}{1-\cos\varphi}C_{c1} \tag{13-122}$$

b. 当筒壁计算截面有一个孔洞时：

$$\sigma_{cw}=\alpha_{Et}\frac{N_k}{A_0}C_{s2} \tag{13-123}$$

$$C_{s2}=\frac{1+\cos\varphi}{\cos\theta-\cos\varphi}C_{c2} \tag{13-124}$$

c. 当筒壁计算截面有两个孔洞（$\alpha_0=\pi$）时：

$$\sigma_{sw}=\alpha_{Et}\frac{N_k}{A_0}C_{s3} \tag{13-125}$$

$$C_{s3}=\frac{\cos\theta_2+\cos\varphi}{\cos\theta_1-\cos\varphi}C_{c3} \tag{13-126}$$

d. 当筒壁有两个孔洞（$\alpha_0\neq\pi$，并将大孔洞置于受压区）且$\alpha_0\leqslant\pi-\theta_2$时：

$$\sigma_{sw}=\alpha_{Et}\frac{N_k}{A_0}C_{s4} \tag{13-127}$$

$$C_{s4}=\frac{1+\cos\varphi}{\cos\theta_1-\cos\varphi}C_{c4} \tag{13-128}$$

e. 当筒壁有两个孔洞（$\alpha_0\neq\pi$，并将大孔洞置于受压区）且$\alpha_0>\pi-\theta_2$时：

$$\sigma_{sw}=\alpha_{Et}\frac{N_k}{A_0}C_{s5} \tag{13-129}$$

$$C_{s5}=\frac{\cos\varphi(\alpha_0+\theta_2)+\cos\varphi}{\cos\theta_1-\cos\varphi}C_{c4} \tag{13-130}$$

3）受压区半角φ应按下列公式确定：

a. 当筒壁计算截面无孔洞时：

$$\frac{e_k}{r}=\frac{\varphi-0.5\sin2\varphi+\pi\alpha_{Et}\rho_t}{2[\sin\varphi-(\varphi+\pi\alpha_{Et}\rho_t)\cos\varphi} \tag{13-131}$$

b. 当筒壁计算截面有一个孔洞时：

$$\frac{e_k}{r}=\frac{\{(1+\alpha_{Et}\rho_t)(\varphi-\theta-0.5\sin2\theta+2\sin\theta\cos\varphi)-0.5\sin2\varphi+\alpha_{Et}\rho_t(\pi-\varphi)\}}{2\{\sin\varphi-(1+\alpha_{Et}\rho_t)\sin\theta-[\varphi-\theta+(\pi-\theta)\alpha_{Et}\rho_t]\cos\varphi\}} \tag{13-132}$$

c. 当筒壁计算截面有两个孔洞（$\alpha_0=\pi$）时：

$$\frac{e_k}{r}=\frac{B_{ec1}}{D_{ec1}} \tag{13-133}$$

$$B_{ec1}=(1+\alpha_{Et}\rho_t)(\varphi-\theta_1-0.5\sin2\theta_1+2\cos\varphi\sin\theta_1)-0.5\sin2\varphi+\alpha_{Et}\rho_t(\pi-\varphi-\theta_2-0.5\sin2\theta_2-2\cos\varphi\sin\theta_2) \tag{13-134}$$

$$D_{ec1}=2\{\sin\varphi-(1+\alpha_{Et}\rho_t)\sin\theta_1-[\varphi-\theta_1+\alpha_{Et}\rho_t(\pi-\theta_1-\theta_2)]\cos\varphi+\alpha_{Et}\rho_t\sin\theta_2\} \tag{13-135}$$

d. 当开两个孔洞（$\alpha_0\neq\pi$，将大孔洞置于受压区）时：

$$\frac{e_k}{r}=\frac{B_{ec2}}{D_{ec2}} \tag{13-136}$$

$$B_{ec2}=(1+\alpha_{Et}\rho_t)(\varphi-\theta_1-0.5\sin2\theta_1+2\cos\varphi\sin\theta_1)-0.5\sin2\varphi+\alpha_{Et}\rho_t[\pi-\varphi-\theta_2-0.25\sin(2\alpha_0+2\theta_2)+0.25\sin(2\alpha_0-2\theta_2)+\cos\varphi\sin(\alpha_0+\theta_2)-\cos\varphi\sin(\alpha_0-\theta_2)] \tag{13-137}$$

$$D_{ec2}=2\{\sin\varphi-(1+\alpha_{Et}\rho_t)\sin\theta_1-[\varphi-\theta_1+\alpha_{Et}\rho_t(\pi-\theta_1-\theta_2)]\cos\varphi+\frac{1}{2}\alpha_{Et}\rho_t[\sin(\alpha_0-\theta_2)-\sin(\alpha_0+\theta_2)]\} \tag{13-138}$$

（3）当$e_k\leqslant r_{co}$时，筒壁水平截面混凝土压应力应按下列公式计算：

1）背风侧的混凝土压应力σ_{cw}应按下列公式计算：

a. 当筒壁计算截面无孔洞时：

$$\sigma_{cw}=\frac{N_k}{A_0}C_{c5} \tag{13-139}$$

$$C_{c5}=1+2\frac{e_k}{r} \tag{13-140}$$

b. 当筒壁计算截面有一个孔洞时：

$$\sigma_{cw}=\frac{N_k}{A_0}C_{c6} \quad (13\text{-}141)$$

$$C_{c6}=1+\frac{2\left(\frac{e_k}{r}+\frac{\sin\theta}{\pi-\theta}\right)[(\pi-\theta\cos\theta+\sin\theta)]}{\pi-\theta-0.5\sin2\theta-2\frac{\sin^2\theta}{\pi-\theta}} \quad (13\text{-}142)$$

c. 当筒壁计算截面有两个孔洞（α_0=π）时：

$$\sigma_{cw}=\frac{N_k}{A_0}C_{c7} \quad (13\text{-}143)$$

$$C_{c7}=1+\frac{2\left(\frac{e_k}{r}+\frac{\sin\theta_1-\sin\theta_2}{\pi-\theta_1-\theta_2}\right)[(\pi-\theta_1-\theta_2)\cos\theta_1-\sin\theta_2+\sin\theta_1]}{(\pi-\theta_1-\theta_2)-0.5(\sin2\theta_1+\sin2\theta_2)-2\frac{(\sin\theta_2-\sin\theta_1)^2}{\pi-\theta_1-\theta_2}} \quad (13\text{-}144)$$

d. 当筒壁计算截面有两个孔洞（$\alpha_0\neq\pi$，将大孔洞置于受压区）时：

$$\sigma_{cw}=\frac{N_k}{A_0}C_{c8} \quad (13\text{-}145)$$

$$C_{c8}=1+\frac{2\left(\frac{e_k}{r}+\frac{\sin\theta_1+P_1}{\pi-\theta_1-\theta_2}\right)[(\pi-\theta_1-\theta_2)\cos\theta_1+\sin\theta_1+P_1]}{(\pi-\theta_1-\theta_2)-0.5(\sin2\theta_1+P_2)-2\frac{(\sin\theta_1+P_1)^2}{\pi-\theta_1-\theta_2}} \quad (13\text{-}146)$$

$$P_1=\frac{1}{2}[\sin(\alpha_0+\theta_2)-\sin(\alpha_0-\theta_2)] \quad (13\text{-}147)$$

$$P_2=\frac{1}{2}[\sin2(\alpha_0+\theta_2)-\sin2(\alpha_0-\theta_2)] \quad (13\text{-}148)$$

2）迎风侧混凝土应为 σ'_{cw} 应按下列公式计算：

a. 当筒壁计算截面无孔洞时：

$$\sigma'_{cw}=\frac{N_k}{A_0}C_{c9} \quad (13\text{-}149)$$

$$C_{c9}=1-2\frac{e_k}{r} \quad (13\text{-}150)$$

b. 当筒壁计算截面有一个孔洞时：

$$\sigma'_{cw}=\frac{N_k}{A_0}C_{c10} \quad (13\text{-}151)$$

$$C_{c10}=1-\frac{2\left(\frac{e_k}{r}+\frac{\sin\theta}{\pi-\theta}\right)(\pi-\theta-\sin\theta)}{\pi-\theta-0.5\sin2\theta-2\frac{\sin^2\theta}{\pi-\theta}} \quad (13\text{-}152)$$

c. 当筒壁计算截面有两个孔洞（α_0=π）时：

$$\sigma'_{cw}=\frac{N_k}{A_0}C_{c11} \quad (13\text{-}153)$$

$$C_{c11}=1+\frac{2\left(\frac{e_k}{r}+\frac{\sin\theta_1-\sin\theta_2}{\pi-\theta_1-\theta_2}\right)[(\pi-\theta_1-\theta_2)\cos\theta_2+\sin\theta_2-\sin\theta_1]}{(\pi-\theta_1-\theta_2)-0.5(\sin2\theta_1+\sin2\theta_2)-2\frac{(\sin\theta_2-\sin\theta_1)^2}{\pi-\theta_1-\theta_2}} \quad (13\text{-}154)$$

d. 当筒壁有两个孔洞（$\alpha_0\neq\pi$）时且 $\alpha_0\leqslant\pi-\theta_2$ 时：

$$\sigma'_{cw}=\frac{N_k}{A_0}C_{c12} \quad (13\text{-}155)$$

$$C_{c12}=1-\frac{2\left(\frac{e_k}{r}+\frac{\sin\theta_1+P_1}{\pi-\theta_1-\theta_2}\right)[(\pi-\theta_1-\theta_2)-\sin\theta_1-P_1]}{(\pi-\theta_1-\theta_2)-0.5(\sin2\theta_1+P_2)-2\frac{(\sin\theta_1+P_1)^2}{\pi-\theta_1-\theta_2}} \quad (13\text{-}156)$$

e. 当筒壁有两个孔洞（$\alpha_0\neq\pi$）时且 $\alpha_0>\pi-\theta_2$ 时：

$$\sigma'_{cw}=\frac{N_k}{A_0}C_{c13} \quad (13\text{-}157)$$

$$C_{c13}=1-\frac{2\left(\frac{e_k}{r}+\frac{\sin\theta_1+P_1}{\pi-\theta_1-\theta_2}\right)[-(\pi-\theta_1-\theta_2)\cos(\alpha_0+\theta_2)-\sin\theta_1-P_1]}{(\pi-\theta_1-\theta_2)-0.5(\sin2\theta_1+P_2)-2\frac{(\sin\theta_1+P_1)^2}{\pi-\theta_1-\theta_2}} \quad (13\text{-}158)$$

（4）筒壁水平截面的换算截面面积 A_0 和 α_{Et} 应按下列公式计算：

$$A_0=2rt(\pi-\theta_1-\theta_2)(1+\alpha_{Et}\rho_t) \quad (13\text{-}159)$$

$$\alpha_{Et}=2.5\frac{E_s}{E_{ct}} \quad (13\text{-}160)$$

式中 E_s——钢筋弹性模量，N/mm²；

E_{ct}——混凝土在温度作用下的弹性模量，N/mm²。

3. 荷载标准值和温度共同作用下的水平截面应力计算

（1）在计算荷载标准值和温度共同作用下的筒壁水平截面应力前，首先应按下列公式计算应变参数：

1）压应变参数 P_c 值应按下列公式计算：

当 $e_k>r_{co}$ 时：

$$P_c=\frac{1.8\sigma_{cw}}{\varepsilon_t E_{ct}} \quad (13\text{-}161)$$

$$\varepsilon_t=1.25(\alpha_c T_c-\alpha_s T_s) \quad (13\text{-}162)$$

当 $e_k\leqslant r_{co}$ 时：

$$P_c=\frac{2.5\sigma_{cw}}{\varepsilon_t E_{ct}} \quad (13\text{-}163)$$

2）拉应变参数 P_s 值（仅适用于 $e_k>r_{co}$）应按下列公式计算：

$$P_s=\frac{0.7\sigma_{sw}}{\varepsilon_t E_s} \quad (13\text{-}164)$$

式中　ε_t——筒壁内表面与外侧钢筋的相对自由变形值；

α_c、α_s——分别为混凝土、钢筋的线膨胀系数；

T_c、T_s——分别为筒壁内表面、外侧竖向钢筋的受热温度，℃；

σ_{cw}、σ_{sw}——分别为在荷载标准值作用下背风侧混凝土压应力、迎风侧竖向钢筋拉应力，N/mm²。

（2）背风侧混凝土压应力σ_{cwt}（图 13-11）应按下列公式计算：

当 $P_c \geqslant 1$ 时：

$$\sigma_{cwt}=\sigma_{cw} \tag{13-165}$$

当 $P_c < 1$ 时：

$$\sigma_{cwt}=\sigma_{cw}+E'_{ct}\varepsilon_t(\xi_{wt}-P_c)\eta_{ct1} \tag{13-166}$$

当 $e_k > r_{co}$ 时：

$$E'_{ct}=0.55E_{ct} \tag{13-167}$$

当 $e_k \leqslant r_{co}$ 时：

$$E'_{ct}=0.4E_{ct} \tag{13-168}$$

当 $1>P_c>\dfrac{1+2\alpha_{Eta}\rho'\left(1-\dfrac{c'}{t_0}\right)}{2[1+\alpha_{Eta}(\rho+\rho')]}$ 时：

$$\xi_{wt}=P_c+\frac{1+2\alpha_{Eta}\left(\rho+\rho'\dfrac{\rho'}{t_0}\right)}{2[1+\alpha_{Eta}(\rho+\rho')]} \tag{13-169}$$

当 $P_c \leqslant \dfrac{1+2\alpha_{Eta}\rho'\left(1-\dfrac{c'}{t_0}\right)}{2[1+\alpha_{Eta}(\rho+\rho')]}$ 时：

$$\xi_{wt}=-\alpha_{Eta}(\rho+\rho')+\sqrt{[\alpha_{Eta}(\rho+\rho')]^2+2\alpha_{Eta}\left(\rho+\rho'\frac{c'}{t_0}\right)+2P_c[1+\alpha_{Eta}(\rho+\rho')]} \tag{13-170}$$

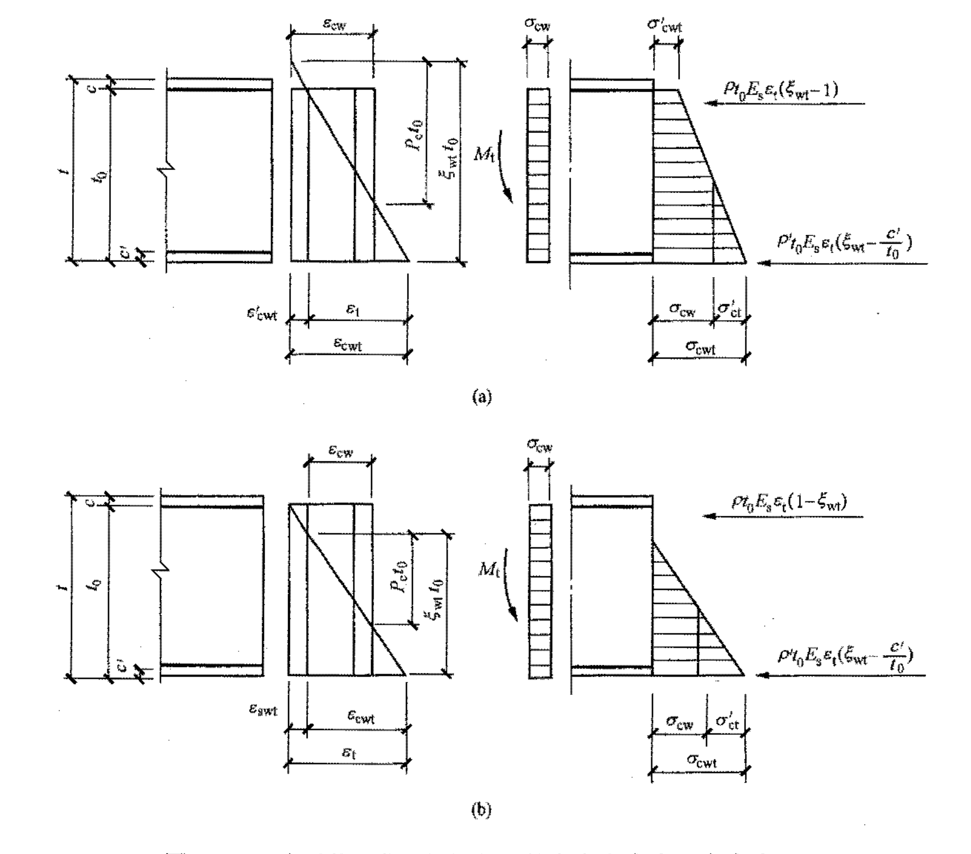


图 13-11　水平截面背风侧混凝土的应变和应力（宽度为 1）

（a）$1>P_c>\dfrac{1+2\alpha_{Eta}\rho'\left(1-\dfrac{c'}{t_0}\right)}{2[1+\alpha_{Eta}(\rho+\rho')]}$ 时；（b）$P_c \leqslant \dfrac{1+2\alpha_{Eta}\rho'\left(1-\dfrac{c'}{t_0}\right)}{2[1+\alpha_{Eta}(\rho+\rho')]}$ 时

$$\alpha_{Eta}=\frac{E_s}{E'_{ct}} \tag{13-171}$$

当 $P_c \leqslant 0.2$ 时：

$$\eta_{ct1}=1-2.6P_c \tag{13-172}$$

当 $P_c > 0.2$ 时：

$$\eta_{ct1}=0.6(1-P_c) \tag{13-173}$$

式中　E'_{ct}——在温度和荷载长期作用下混凝土的弹塑性模量，N/mm²；

ξ_{wt} ——在荷载标准值和温度共同作用下筒壁厚度内受压区的相对高度系数；

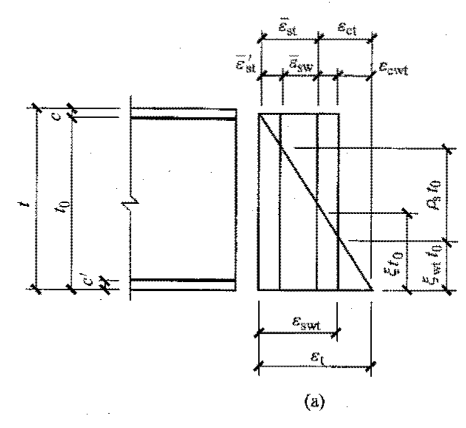
ρ、ρ' ——分别为筒壁外侧和内侧竖向钢筋配筋率；

t_0——筒壁有效厚度，mm；

c' ——筒壁内侧竖向钢筋保护层厚度，mm；

η_{ct1} ——温度应力衰减系数。

（3）迎风侧竖向钢筋应力σ_{swt}（图 13-12），应按下列公式计算：



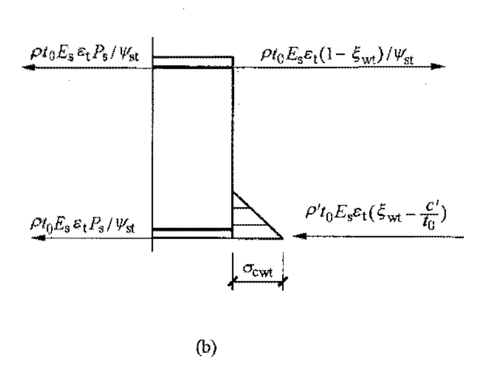


图 13-12 水平截面迎风侧钢筋的应变和应力计算（宽度为 1）

（a）平均截面的截面应变；（b）裂缝截面的内力平衡

当$e_k > r_{co}$，$P_s \geqslant \dfrac{\rho + \psi_{st}\rho'\dfrac{c'}{t_0}}{\rho + \rho'}$时：

$$\sigma_{swt} = \sigma_{sw} \tag{13-174}$$

当$e_k > r_{co}$，$P_s < \dfrac{\rho + \psi_{st}\rho'\dfrac{c'}{t_0}}{\rho + \rho'}$时：

$$\sigma_{swt} = \frac{E_s}{\psi_{st}}\varepsilon_t(1 - \xi_{wt}) \tag{13-175}$$

$$\xi_{wt} = -\alpha_{Eta}\left(\frac{\rho}{\psi_{st}} + \rho'\right) + \left\{\left[\alpha_{Eta}\left(\frac{\rho}{\psi_{st}} + \rho'\right)\right]^2 + 2\alpha_{Eta}\left(\frac{\rho}{\psi_{st}} + \rho'\frac{c'}{t_0}\right) - 2\alpha_{Eta}(\rho + \rho')\frac{P_s}{\psi_{st}}\right\}^{\frac{1}{2}} \tag{13-176}$$

式中 ψ_{st} ——受拉钢筋在温度作用下的应变不均匀系数。按公式（13-180）计算。

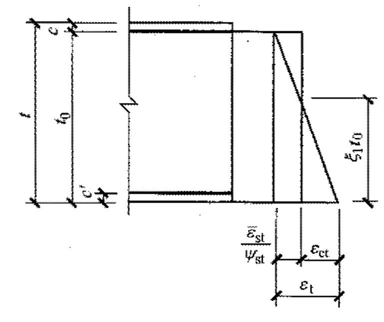
当$e_k \leqslant r_{co}$，$P_c \leqslant \dfrac{1 + 2\alpha_{Eta}\rho'\left(1 - \dfrac{c'}{t_0}\right)}{2[1 + \alpha_{Eta}(\rho + \rho')]}$时：

$$\sigma_{swt} = \sigma_{st} \tag{13-177}$$

当$e_k \leqslant r_{co}$，$P_c > \dfrac{1 + 2\alpha_{Eta}\rho'\left(1 - \dfrac{c'}{t_0}\right)}{2[1 + \alpha_{Eta}(\rho + \rho')]}$时，截面全部受压，不应进行计算。钢筋应按极限承载能力计算结果配置。

4. 温度作用下水平截面和垂直截面应力计算

裂缝处水平截面和垂直截面在温度单独作用下混凝土压应力σ_{ct}和钢筋拉应力σ_{st}（图 13-13），应按下列公式计算：



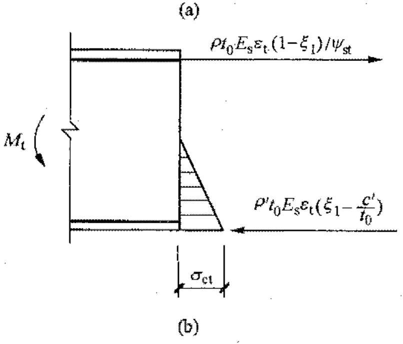


图 13-13 裂缝处水平截面和垂直截面应变和应力计算（宽度为 1）

（a）平均截面的截面应变；（b）裂缝截面的内力平衡

$$\sigma_{ct} = E'_{ct}\varepsilon_t\xi_1 \tag{13-178a}$$

$$\sigma_{st} = \frac{E_s}{\psi_{st}}\varepsilon_t(1 - \xi_1) \tag{13-178b}$$

$$\xi_1 = -\alpha_{Eta}\left(\frac{\rho}{\psi_{st}} + \rho'\right) + \sqrt{\left[\alpha_{Eta}\left(\frac{\rho}{\psi_{st}} + \rho'\right)\right]^2 + 2\alpha_{Eta}\left(\frac{\rho}{\psi_{st}} + \rho'\frac{c'}{t_0}\right)} \tag{13-179}$$

$$\psi_{st}=\frac{1.1E_s\varepsilon_t(1-\xi_1)\rho_{te}}{E_s\varepsilon_t(1-\xi_1)\rho_{te}+0.65f_{ttk}} \tag{13-180}$$

式中 E'_{ct}——在温度和荷载长期作用下混凝土的弹塑性模量，N/mm^2，按式（13-167）计算；

f_{ttk}——混凝土在温度作用下的轴心抗拉强度标准值，N/mm^2；

ρ_{te}——以有效受拉混凝土截面积计算的受拉钢筋配筋率，取$\rho_{te}=2\rho$。

当计算的$\psi_{st}<0.2$时取$\psi_{st}=0.2$；$\psi_{st}>1$时取$\psi_{st}=1$。

5. 筒壁裂缝宽度计算

钢筋混凝土筒壁应按下列公式计算最大水平裂缝宽度和最大垂直裂缝宽度：

1）最大水平裂缝宽度应按下列公式计算：

$$W_{max}=k\alpha_{cr}\psi\frac{\sigma_{swt}}{E_s}\left(1.9c+0.08\frac{d_{eq}}{\rho_{te}}\right) \tag{13-181}$$

$$\psi=1.1-0.65\frac{f_{ttk}}{\rho_{te}\sigma_{st}} \tag{13-182}$$

$$d_{eq}=\frac{\Sigma n_i d_i^2}{\Sigma n_i v_i d_i} \tag{13-183}$$

式中 σ_{swt}——荷载标准值和温度共同作用下竖向钢筋在裂缝处的拉应力，N/mm^2；

α_{cr}——构件受力特征系数，当$\sigma_{swt}=\sigma_{sw}$时，取$\alpha_{cr}=2.4$，在其他情况时，取$\alpha_{cr}=2.1$；

k——烟囱工作条件系数，取$k=1.2$；

n_i——第i种钢筋根数；

ρ_{te}——以有效受拉混凝土截面积计算的受拉钢筋配筋率，当$\sigma_{swt}=\sigma_{sw}$时，$\rho_{te}=\rho+\rho'$，当为其他情况时，$\rho_{te}=2\rho$，当$\rho_{te}<0.01$时，取$\rho_{te}=0.01$；

d_i、d_{eq}——第i种受拉钢筋及等效钢筋的直径，mm；

c——混凝土保护层厚度，mm；

v_i——纵向受拉钢筋的相对粘结特性系数，光圆钢筋取0.7，带肋钢筋取1.0。

2）最大垂直裂缝宽度应按式（13-181）～式（3-183）进行计算，σ_{swt}应以σ_{st}代替，并应$\alpha_{ct}=2.1$。

三、设计规定

（1）对正常使用极限状态，按作用效应标准组合计算的混凝土压应力和钢筋拉应力，应符合本节相关规定。

（2）对正常使用极限状态，按作用效应标准组合计算的最大水平裂缝宽度和最大垂直裂缝宽度不应大于表13-2规定的限值。

（3）安全等级为一级的单筒式钢筋混凝土烟囱，以及套筒式或多管式钢筋混凝土烟囱的筒壁，应采用双侧配筋。其他单筒式钢筋混凝土烟囱筒壁内侧的下列部位应配置钢筋：

1）筒壁厚度大于350mm时；

2）夏季筒壁外表面温度长时间大于内侧温度时。

（4）筒壁最小配筋率应符合表13-12的规定。

表13-12　筒壁最小配筋率　（%）

配筋方式		双侧配筋	单侧配筋
竖向钢筋	外侧	0.25	0.40
	内侧	0.20	—
环向钢筋	外侧	0.25（0.20）	0.25
	内侧	0.10（0.15）	—

注　括号内数字为套筒式或多管式钢筋混凝土烟囱最小配筋率。

（5）筒壁环向钢筋应配在竖向钢筋靠筒壁表面（双侧配筋时指内、外表面）一侧，环向钢筋的保护层厚度不应小于30mm。

（6）筒壁钢筋最小直径和最大间距应符合表13-13的规定。当为双侧配筋时，内外侧钢筋应用拉筋拉结，拉筋直径不应小于6mm，纵横间距宜为500mm。

表13-13　筒壁钢筋最小直径和最大间距　（mm）

配筋种类	最小直径	最大间距
竖向钢筋	10	外侧250，内侧300
环向钢筋	8	200，且不大于壁厚

（7）竖向钢筋的分段长度，宜取移动模板的倍数，并加搭接长度。钢筋搭接长度应按现行国家标准GB 50010《混凝土结构设计规范》的规定执行，接头位置应相互错开，并在任一搭接范围内，不应超过截面内钢筋总面积的1/4。当钢筋采用焊接接头时，其焊接类型及质量应符合现行行业标准JGJ 18《钢筋焊接及验收规程》的有关规定。

四、构造要求

（1）钢筋混凝土烟囱筒壁的坡度，分节高度和厚度应符合下列规定：

1）筒壁坡度宜采用2%。高烟囱亦可采用几种不同的坡度。

2）筒壁分节高度应为移动模板的倍数，且不宜超过15m。

3）筒壁最小厚度应符合表13-14的规定，但对套筒式烟囱，外筒的最小厚度不宜小于250mm，且筒壁

应采用双侧配筋。

4）筒壁厚度可根据分节高度自下而上阶梯形减薄，但同一节厚度宜相同。套筒式烟囱的外筒上部宜设计成等直径圆筒结构，筒的下部可根据需要放坡。

5）套筒式烟囱的外筒筒壁顶部内外环向钢筋，在自上而下 5m 高度范围内，钢筋的面积应比计算值增加一倍。

表 13-14　筒壁最小厚度

筒壁顶口内径 D（m）	最小厚度（mm）
$D\leq4$	140
$4<D\leq6$	160
$6<D\leq8$	180
$D>8$	$180+(D-8)\times10$

注　采用滑动模板施工时，最小厚度不宜小于 160mm。

（2）筒壁环形悬臂和筒壁顶部加厚区段的构造应符合下列规定（图 13-14）：

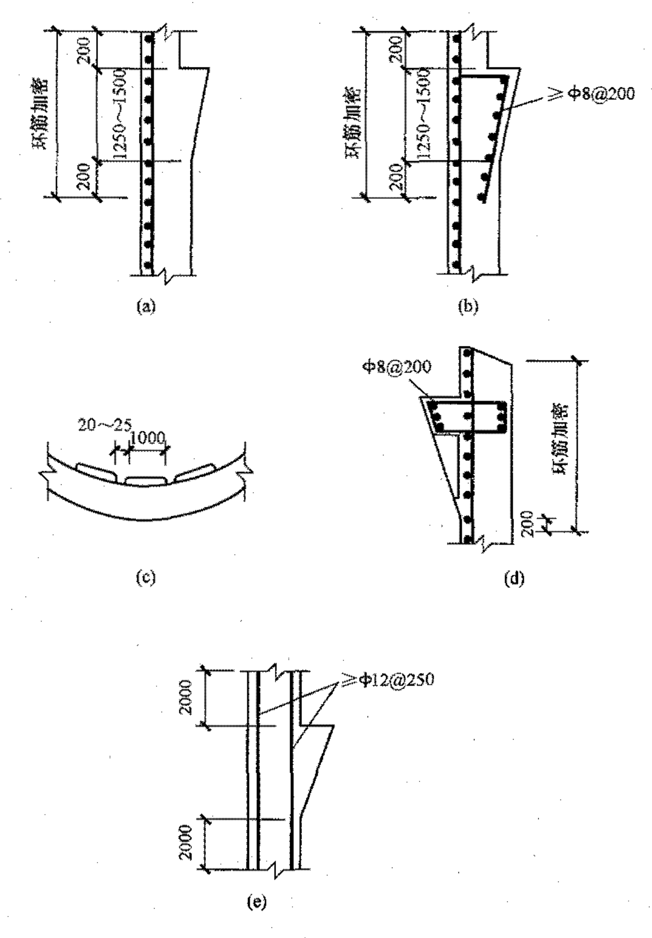


图 13-14　悬臂及筒顶配筋

（a）较小悬壁；（b）较大悬壁；（c）悬壁楔形缝；（d）筒壁顶配筋；（e）大悬臂加竖向钢筋

1）环形悬臂可按构造配置钢筋。受力较大或挑出较长的悬臂应按牛腿计算配置钢筋。

2）在环形悬臂中，应沿悬臂设置垂直模形缝，缝的宽度应为 20～25mm，缝的间距宜为 1m。

3）在环形悬臂处和筒壁顶部加厚区段内，筒壁外侧环向钢筋应适当加密，宜比非加厚区段增加 1 倍配筋量。

4）当环形悬臂挑出较长或荷载较大时，宜在悬臂上下各 2m 范围内，对筒壁内外侧竖向钢筋及环向钢筋应适当加密，宜比非加厚区段增加 1 倍配筋量。

（3）套筒式烟囱的承重平台的大梁和吊装平台的大梁，应支承在筒壁内侧。筒壁预留孔洞的尺寸，应满足大梁安装就位要求，且筒壁厚度应适当增大。大梁对筒壁产生的偏心距宜减小，大梁支承点处应有支承垫板并配置局部承压钢筋网片。施工完毕后，应将筒壁孔洞用混凝土封闭。

（4）筒壁上设有孔洞时，应符合下列规定：

1）在同一水平截面内有两个孔洞时，宜对称设置。

2）孔洞对应的圆心角不应超过 70°，在同一水平截面内总的开孔圆心角不得超过 140°。

3）孔洞宜设计成圆形。矩形孔洞的转角宜设计成弧形（图 13-15）。

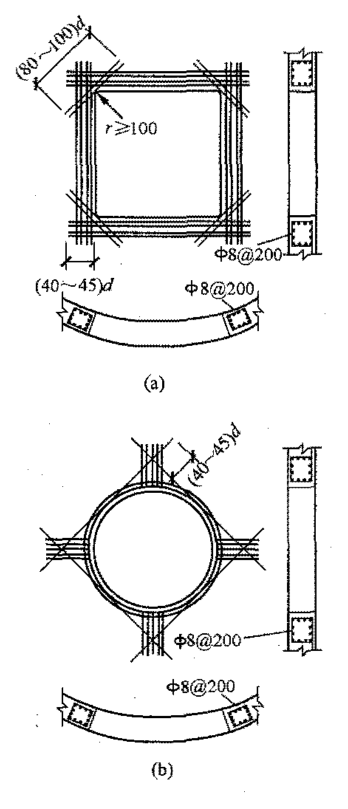


图 13-15　孔洞构造及加固筋

（a）矩形孔洞；（b）圆形孔洞

4）孔洞周围应配补强钢筋（图 13-15），并应布置在孔洞边缘 3 倍筒壁厚度范围内，其截面面积宜为同方向被切断钢筋截面面积的 1.3 倍。其中环向补强

钢筋的一半应贯通整个环形截面。矩形孔洞转角处应配置与水平方向成 45°角的斜向钢筋，每个转角处的钢筋，按筒壁厚度每 100mm 不应小于 $250mm^2$，且不应少于 2 根。补强钢筋伸过洞口边缘的长度，抗震设防地区应为钢筋直径的 45 倍，非抗震设防地区应为钢筋直径的 40 倍。

5）套筒式烟囱当采用钢内筒时，外筒底部应预留吊装钢内筒的安装孔。选择在外筒外部焊接成筒的施工方案时，安装孔宽度应大于钢内筒外径 0.5～1.0m，孔的高度应根据施工方法确定。吊装完成后，应用砖砌体或混凝土将安装孔封闭，并应在其中开设一个检修大门。

6）烟囱的外筒应在下部第一层平台上部 1.5m 处，开设 4～8 个进风口。进风口的总面积宜为外筒内表面与内筒外表面所包围的水平面积的 5%。在顶层平台下应设 4～8 个出风口，其面积宜小于进风口面积。

7）套筒式烟囱的外筒的附属设施宜热浸镀锌防腐，镀层厚度应满足表 13-15 中的要求，并应采用镀锌自锚螺栓固定。

（5）钢筋混凝土承重环梁宜采用现场浇筑。斜撑式支承平台的钢筋混凝土承重环梁可采用分段预制，环梁分段长度宜为 3m，钢梁最小环向间距宜采用 750～1400mm，钢支柱最小环向间距宜与环梁分段长度匹配且宜采用 1500～2800mm。

（6）烟囱外表面的爬梯应按下列规定设置：

1）爬梯应离地面 2.5m 处开始设置，并应直至烟囱顶端。

2）爬梯应设在常年主导风向的上风向。

3）烟囱高度大于 40m 时，应在爬梯上设置活动休息板，其间隔不应超过 30m。

（7）烟囱爬梯应设置安全防护围栏。

（8）烟囱外部检修平台，应按下列规定设置：

1）烟囱高度小于 60m 时，无特殊要求可不设置。

2）烟囱高度为 60～100m 时，可仅在顶部设置。

3）烟囱高度大于 100m 时，可在中部适当增设平台。

4）当设置航空障碍灯时，检修平台可与障碍灯维护平台共用，可不再单独设置检修平台。

5）当连续监测烟气排放系统装置离地高度超过 2.5m 时，应在监测装置下部 1.2～1.3m 标高处设置采样平台。平台应设置爬梯或 Z 形楼梯。当监测装置离地高度超过 5m 时，平台应设置 Z 形楼梯、旋转楼梯或升降梯。采样平台可与检修平台共用。

6）烟囱平台应设置高度不低于 1.1m 的安全护栏和不低于 100mm 的脚部挡板。

（9）爬梯和烟囱外部平台各杆件长度不宜超过 2.5m，杆件之间可采用螺栓连接。

（10）爬梯和平台等金属构件，宜采用热浸镀锌防腐，镀层厚度应满足表 13-15 的要求，并应符合现行国家标准 GB/T 13912《金属覆盖层 钢铁制件热浸镀锌层 技术要求及试验方法》的有关规定。

表 13-15　　金属热浸镀锌最小厚度

镀层厚度（μm）	钢构件厚度 t（mm）			
	$t<1.6$	$1.6\leq t<3.0$	$3.0\leq t\leq 6.0$	$t>6.0$
平均厚度	45	55	70	85
局部厚度	35	45	55	70

（11）爬梯、平台与筒壁的连接应满足强度和耐久性要求。

（12）套筒及多管式烟囱的钢梯及平台做法详见本章第三节。

（13）烟囱筒身应设置防雷设施。

（14）烟囱筒身应设沉降观测点和倾斜观测点。清灰装置应根据实际烟气情况确定是否设置。

第三节　烟囱钢内筒

一、自立式钢内筒计算

自立式钢内筒烟囱的内筒直接坐落在下部的烟囱基础上，这类烟囱的优点是结构简单，不必设置烟囱顶部的钢内筒承重平台；缺点是钢内筒以受压为主，用钢量较大。图 13-16 为自立式钢内筒烟囱立面布置图。

（一）自立式钢内筒的内力计算假定

（1）钢内筒可以看作为一个梁构件，按照梁理论计算其纵向应力。

（2）考虑在风荷载和地震作用下钢筋混凝土烟囱外筒对钢内筒的影响，钢内筒可以认为是依靠平台梁和制晃装置支撑在钢筋混凝土烟囱外筒上的连续梁。

（3）在风荷载和地震作用下钢内筒和钢筋混凝土外筒在横向制晃装置处变形一致。

（4）在集中荷载作用点处所设环向加劲肋应足以保证钢内筒截面的圆整度并降低局部应力。

（5）在烟气温差作用下钢内筒会产生变位，钢内筒可以认为是依靠平台梁和制晃装置支撑在钢筋混凝土烟囱外筒上的连续梁，同时承受烟气温差在各支撑平台处产生的变位。

（二）设计控制条件

1. 基本自振周期控制要求

钢内筒和钢筋混凝土外筒壁间基本自振周期差值

的绝对值不宜小于 20%，即满足下式要求：

$$\left|\frac{(T_c - T_s)}{T_c}\right| \geq 20\% \quad (13\text{-}184)$$

式中 T_c——钢筋混凝土外筒壁的基本自振周期，s；

T_s——钢内筒的基本自振周期最大值，s。

钢内筒基本自振周期可按内外筒计算模型联解得到，工程设计中亦可按下面的连续梁近似公式计算最大跨度段钢内筒的基本自振周期：

$$T_s = \alpha_t \sqrt{\frac{G_0 l_{max}^4}{9.81EI}} \quad (13\text{-}185)$$

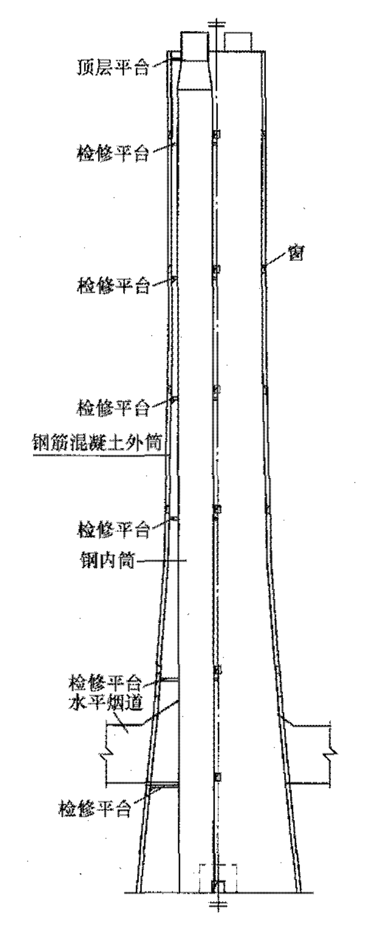


图 13-16 自立式钢内筒烟囱立面布置图

式中 T_s——钢内筒基本自振周期，s；

α_t——特征系数，取决于该跨钢内筒支承条件，详见表 13-16；

I——截面惯性矩（计算时，可不考虑截面开孔影响。当钢内筒内设有半刚性喷涂保护层时，其刚度影响可不考虑。当钢板预留有腐蚀厚度裕度时，应对包含腐蚀裕度时钢内筒截面刚度及不计腐蚀裕度时钢内筒截面刚度分别计算），m^4；

G_0——钢内筒单位长度重量，包括保温、防护层等所有结构的自重，N/m；

l_{max}——钢内筒相邻横向制晃支承点间最大间距，m；

E——钢材的弹性模量，N/m^2。

表 13-16 α_t 取值表

钢内筒支承条件	α_t取值
两端铰接	0.637
一端固定，一端铰接	0.408
两端固定	0.281
一端固定，一端自由支承	1.786

2. 钢内筒长细比控制要求

自立式钢内筒长细比不应超过 80，即：

$$\frac{l_0}{i} \leq 80 \quad (13\text{-}186)$$

式中 l_0——钢内筒相邻横向制晃支承点间距，m；

i——钢内筒截面回转半径，对圆形截面取 $i=0.7r$（r 为圆环形截面的半径）。

3. 钢内筒水平截面强度控制要求

（1）钢内筒水平截面强度计算时，应考虑以下三种荷载效应组合：

1）风作用效应组合：

$$\begin{cases}1.00S_{Gk}+1.40S_{Wk}+S_{Tk}(\text{正常运行}) & (13\text{-}187)\\ 1.35S_{Gk}+1.40S_{Wk}+S_{Tk}(\text{正常运行}) & (13\text{-}188)\end{cases}$$

2）温差作用效应组合：

$$\begin{cases}1.00S_{Gk}+1.40S_{Tk}+S_{Wk}(\text{正常运行}) & (13\text{-}189)\\ 1.20S_{Gk}+1.40S_{Tk}+S_{Wk}(\text{正常运行}) & (13\text{-}190)\\ 1.35S_{Gk}+S_{Tk}+S_{Wk}(\text{正常运行}) & (13\text{-}191)\end{cases}$$

$$\begin{cases}1.00S_{Gk}+1.40S_{Tk}+0.28S_{Wk}(\text{非正常运行}) & (13\text{-}192)\\ 1.20S_{Gk}+1.40S_{Tk}+0.28S_{Wk}(\text{非正常运行}) & (13\text{-}193)\\ 1.35S_{Gk}+S_{Tk}+0.28S_{Wk}(\text{非正常运行}) & (13\text{-}194)\end{cases}$$

3）地震作用效应组合：

$$\begin{cases}1.00S_{Gk}+1.30S_{Ek}+0.28S_{Wk}+S_{Tk}(\text{正常运行}) & (13\text{-}195)\\ 1.20S_{Gk}+1.30S_{Ek}+0.28S_{Wk}+S_{Tk}(\text{正常运行}) & (13\text{-}196)\end{cases}$$

式中 S_{Gk}——永久荷载标准值的效应；

S_{Wk}——风作用标准值的效应；

S_{Ek}——地震作用标准值的效应；

S_{Tk}——沿截面烟气温度不均匀分布产生的效应，分正常运行和非正常运行两种情况。

（2）钢内筒水平截面拉、压应力应满足以下要求：

风作用效应组合、温差作用效应组合：

$$\gamma_0\sigma_c \leq f_{ch} \quad (13\text{-}197)$$

地震作用效应组合：

$$\sigma_c \leq f_{ch}/\gamma_{RE} \quad (13\text{-}198)$$

式中 γ_0——烟囱重要性系数，结构安全等级一级时

为 1.1，二级时为 1.0；

σ_c——各种荷载组合效应产生的水平截面压应力设计值，N/mm^2；

f_{ch}——钢材在钢内筒水平截面处的抗压强度设计值，N/mm^2；

γ_{RE}——承载力抗震调整系数，钢内筒结构取 0.8。

（3）钢内筒水平截面剪应力应满足下式要求：

风作用效应组合、温差作用效应组合：

$$\gamma_0\tau_h \leqslant f_{vh} \tag{13-199}$$

地震作用效应组合：

$$\tau_h \leqslant f_{vh}/\gamma_{RE} \tag{13-200}$$

式中 τ_h——各种荷载效应组合产生的水平截面剪应力设计值，N/mm^2；

f_{vh}——钢材在钢内筒水平截面处的抗剪强度设计值，N/mm^2。

（三）荷载作用计算

1. 结构自重

钢内筒的结构自重包括钢内筒本体、内筒壁加劲肋、内筒表面涂层、内筒内表面防腐防护层、保温及包裹保温的附属材料等。

2. 风荷载

钢内筒的风荷载作用按现行国家标准 GB 50051《烟囱设计规范》的相关要求计算。

风荷载对钢内筒结构产生的直接作用和间接作用应同时考虑。对烟囱顶部平台以上部分的钢内筒，风荷载是直接作用于钢内筒的筒身上；对钢筋混凝土外筒壁内钢内筒，风荷载作用呈间接作用状态，钢内筒的内力是根据钢筋混凝土外筒壁风荷载作用产生的位移带动钢内筒相应变形计算出来的。

钢内筒的风荷载可按以下假定进行计算：

（1）风的直接作用和间接作用计算可不考虑横向风振影响；

（2）顶部平台以上部分钢内筒的风压脉动系数可采用钢筋混凝土外筒壁计算中的数值；

（3）直接作用于顶部平台以上部分钢内筒的风荷载，其设计风速、体型系数、风压高度变化系数及风振系数等均可按照钢筋混凝土外筒壁顶部标高处的数值采用。

3. 地震作用

钢内筒的地震作用按现行国家标准 GB 50051《烟囱设计规范》和 GB 50011《建筑抗震设计规范》的相关要求计算。

对有多层横向制晃支承杆支承的钢内筒，钢内筒可只考虑钢筋混凝土外筒壁地震作用变形带动钢内筒相应变位而产生的内力，不计有钢内筒自身质量惯性力引起的直接作用。

钢内筒的竖向地震作用可不计算。

4. 烟气温度和烟气静压

（1）烟气温度考虑的两种情况：

1）正常运行条件。机组正常运行过程中，烟囱内经常产生的烟气温度。

2）非正常运行条件。指事故烟气温度，如：脱硫装置故障、除尘器事故、引风机、送风机的非正常操作等所引起的事故烟气温度。

（2）烟气静压计算。

由工艺提供，如无资料时可按下面要求计算：

$$F_t=F_{te}=0.01(\rho_a-\rho_g)h \tag{13-201}$$

$$\rho_a=\rho_{ao}\frac{273}{273+T_a} \tag{13-202}$$

$$\rho_g=\rho_{go}\frac{273}{273+T_g} \tag{13-203}$$

式中 F_t——正常运行条件下的烟气静压，kN/m^2；

F_{te}——非正常运行条件下的烟气静压，kN/m^2；

ρ_a——外部空气密度，kN/m^3；

ρ_g——烟气密度，kN/m^3；

h——计算截面至烟囱钢内筒顶部的距离，m；

ρ_{ao}——标准状态下（1013hPa，0℃）的大气密度，按 $1.285kg/m^3$ 采用（含水汽 10g/kg）]；

T_a——室外环境大气温度，℃；

ρ_{go}——标准状态下的烟气密度［按燃烧计算结果采用无计算数据时，干式除尘（干烟气）取 $1.32kg/m^3$，湿式除尘（湿烟气）取 $1.28kg/m^3$；烟气湿法脱硫处理按湿烟气条件考虑］，kN/m^3。

（3）非正常操作压力/爆炸压力值 F_e 应根据各工程实际条件确定，且其负压值不小于 $2.5kN/m^2$。F_e 值应由工艺提供。

5. 烟气温度的温差荷载

（1）钢内筒在烟道接入口处温差 ΔT_0 的取值应按各工程实际条件合理选择，由工艺提供。当实际确定 ΔT_0 值有困难时，可按下列情况进行选择：

1）一台炉配置一个钢内筒的条件：

干式除尘器时：

$$\Delta T_0=0.15T_g \tag{13-204}$$

湿式除尘器或烟气湿法脱硫时：

$$\Delta T_0=0.30T_g \tag{13-205}$$

式中 ΔT_0——钢内筒在烟道接入口处的温度差，℃；

T_g——烟气正常运行温度或非正常运行温度，℃。

当钢内筒内表面设加厚型防腐内衬时，钢内筒处温度可按各层热阻计算确定，并不小于相应烟气温度

的 20%。

2）多台炉共用一个汇流烟道并接入一个钢内筒时：

$$\Delta T_0 = 0.45T_g' \tag{13-206}$$

式中 T_g'——多台炉烟气正常运行温度的加权平均值（用烟气量加权），℃。

3）多台炉多根烟道入口直接接入一个钢内筒时：

$$\Delta T_0 = 0.80T_g' \tag{13-207}$$

（2）烟道接口底标高以上部位的钢内筒内部温差值可按以下方法计算：

1）在烟道入口高度范围内，钢内筒内部的截面温差取恒值：

$$\Delta T_{x0} = \eta_t \Delta T_0 \tag{13-208}$$

式中 ΔT_{x0}——在烟道入口高度范围内，钢内筒内部的截面温差，℃；

η_t——钢内筒内热辐射影响系数（当有隔烟墙时，取 $\eta_t = 1$；当无隔烟墙时，η_t 按表 13-17 取值）。

表 13-17 钢内筒内热辐射影响系数表

ΔT_0（℃）	0	56	111	167	222	278	333	388
钢内筒内热辐射影响系数 η_t	1.00	0.96	0.90	0.86	0.80	0.74	0.69	0.65

2）从钢内筒烟道接入口顶算起，距离 x 处的截面温差ΔT_x 值为：

$$\Delta T_x = e^{-\zeta_t \frac{x}{d}} \Delta T_{x0} \tag{13-209}$$

式中 ΔT_x——从钢内筒烟道接入口顶部算起，距离 x 处的截面温差，℃；

d——钢内筒直径，m；

ζ_t——衰减系数（当多台锅炉/多个烟道进入同一个钢内筒，且钢内筒内设有隔烟墙时，取 $\zeta_t = 0.15$；其余情况，取 $\zeta_t = 0.40$）；

x——距烟道接口顶部以上的距离，m。

（四）钢内筒的变形和内力计算

1. 钢内筒在烟气温差作用下的水平线变位计算

钢内筒在无水平横向约束条件下的自由水平线变位应按正常运行和非正常运行两种工况分别计算；正常运行工况采用正常运行温度和相应温差，非正常运行工况则采用非正常运行温度和相应温差。

由温差引起的钢内筒水平变位按以下方法计算：

$$u_x = \theta_0 H_B \left(x + \frac{1}{2} H_B \right) + \frac{\theta_0}{V} \left[x - \frac{1}{V} (1 - e^{-Vx}) \right] \tag{13-210}$$

其中

$$\theta_0 = 0.811 \frac{\alpha \eta_t \Delta T_0}{d} \tag{13-211}$$

$$v = \zeta_t / d \tag{13-212}$$

式中 u_x——距离烟道接口顶部以上距离 x 处钢内筒截面的水平线变位，m；

θ_0——在烟道接口范围内的截面转角变位；

H_B——钢内筒在烟道接口处开孔高度，m；

α——钢材的线膨胀系数。

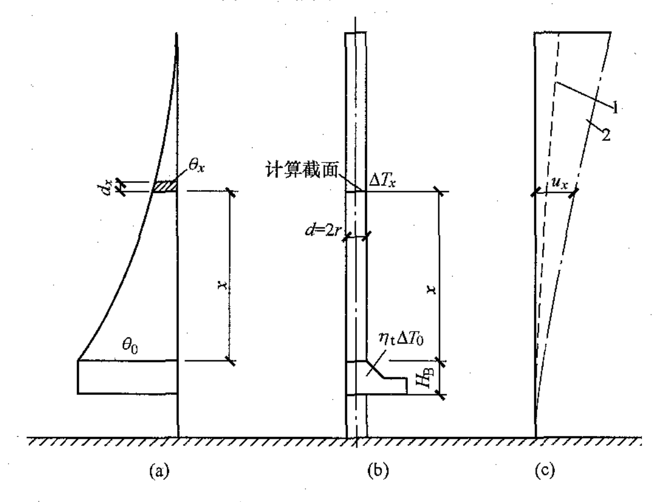


图 13-17 钢内筒温差变形

（a）角变位；（b）钢内筒示意；（c）水平变位

在温差作用下，钢内筒的水平变位由两部分组成：一是烟道口区域温差产生的变形，见图 13-17（c）中曲线“1”，它沿高度呈线性变化；二是由烟道口以上截面温差引起的变形，它沿高度呈曲线变化。图 13-17（c）中曲线“2”是总变形曲线 u_x。

2. 钢内筒内力计算

根据钢筋混凝土外筒壁和钢内筒在各横向制晃支承约束装置处的变形协调，考虑风荷载、地震和温差作用，按连续杆件条件计算钢内筒的内力。

（五）钢内筒截面应力计算

1. 钢内筒水平截面轴向压应力

$$\sigma_N = \frac{N_g}{A_n} \tag{13-213}$$

式中 σ_N——钢内筒水平截面轴向压应力，N/mm²；

N_g——钢内筒水平截面上的结构自重压力，N；

A_n——钢内筒水平截面净面积（对不开孔的圆环形钢内筒截面：$A_n = 2\pi rt$），mm²；

t——扣除腐蚀厚度裕度后的钢内筒壁厚，mm。

2. 钢内筒水平截面弯曲应力

$$\sigma_w = \frac{M_W}{W_n} \tag{13-214}$$

$$\sigma_E = \frac{M_E}{W_n} \tag{13-215}$$

$$\sigma_T = \frac{M_T}{W_n} + \sigma'_T \tag{13-216}$$

$$\sigma'_T = 0.10E\alpha\Delta T_x \tag{13-217}$$

式中 σ_W、σ_E、σ_T——分别为风荷载、地震作用和截面温差作用产生的钢内筒水平截面弯曲应力；

M_W、M_E——分别为风荷载和地震作用产生的弯矩，N·mm；

M_T——由截面温差作用产生的温度力矩，N·mm；

W_n——净截面抵抗矩，对不开孔的圆环形钢内筒截面：$W_n = \pi r^2 t$，mm^3；

σ'_T——由温差产生的截面温度次应力，N/mm^2。

3. 钢内筒水平截面剪应力

$$\tau_W = \frac{2V_W}{A_n} \tag{13-218}$$

$$\tau_E = \frac{2V_E}{A_n} \tag{13-219}$$

$$\tau_T = \frac{2V_T}{A_n} \tag{13-220}$$

式中 τ_W、τ_E、τ_T——分别为风荷载、地震作用和截面温差作用产生的钢内筒水平截面剪应力，N/mm^2；

V_W、V_E、V_T——分别为风荷载、地震作用和截面温差作用产生的钢内筒水平截面剪力，N。

（六）钢内筒截面强度设计值

1. 抗压强度设计值

钢材在钢内筒水平截面处的抗压强度设计值按以下方法确定：

（1）钢材在钢内筒水平截面处的抗压强度设计值计算公式

$$f_{ch} = \eta_h \xi_h f_t \tag{13-221}$$

式中 f_{ch}——钢材在钢内筒水平截面处的抗压强度设计值；

η_h——钢内筒水平截面处的曲折系数，$\eta_h \leqslant 1.0$；

ξ_h——钢内筒水平截面处的薄壁结构强度折减系数；

f_t——钢材在温度作用下的抗拉、抗压和抗弯强度设计值，N/mm^2，详见现行国家标准 GB 50051《烟囱设计规范》。

（2）钢内筒水平截面处的曲折系数 η_h 计算方法如下：

$$\eta_h = \frac{21600}{18000 + (l_{oi}/i)^2} \tag{13-222}$$

式中 l_{oi}——钢内筒计算截面处两相邻横向制晃支承点间距，m。

（3）钢内筒水平截面处的薄壁结构强度折减系数 ξ_h 的方法如下：

当 $C \leqslant 5.60$ 时，$\xi_h = 0.125C$ （13-223）

当 $C \geqslant 5.60$ 时，$\xi_h = 0.583 + 0.021C$ （13-224）

其中
$$C = \frac{t}{r} \times \frac{E}{f_t} \tag{13-225}$$

2. 抗剪强度设计值

钢材在钢内筒水平截面处的抗剪强度设计值为：

$$f_{vh} = 0.5 f_{ch} \tag{13-226}$$

式中 f_{vh}——钢材在钢内筒水平截面处的抗剪强度设计值。

（七）环向加劲肋设计

（1）加劲肋设计需考虑以下三种运行状态条件：

1）正常运行条件下的烟气抽力作用（$2.0F_t$）；

2）非正常运行条件下的烟气抽力作用（$1.5F_{te}$）；

3）非正常操作情况下的压力和爆炸压力效应（F_e）。

（2）加劲肋的最小截面面积 A 应满足下式要求：

$$A = \frac{2\beta_t l r}{f_t} F_t \tag{13-227}$$

$$A = \frac{1.5\beta_t l r}{f_t} F_{te} \tag{13-228}$$

$$A = \frac{\beta_t l r}{f_t} F_e \tag{13-229}$$

式中 l——钢内筒加劲肋间距，m；

β_t——动力系数，取 2.0。

（3）加劲肋的最小截面惯性矩 I 应满足下式要求：

$$I = \frac{2\beta_t l r^3}{3E} F_t \tag{13-230}$$

$$I = \frac{1.5\beta_t l r^3}{3E} F_{te} \tag{13-231}$$

$$I = \frac{\beta_t l r^3}{3E} F_e \tag{13-232}$$

（4）钢内筒加强环截面特性计算中，钢内筒钢板的有效高度 h_e 按下式计入，增加的筒壁面积不大于加强环截面积：

$$h_e = 1.56\sqrt{rt} \tag{13-233}$$

（八）横向制晃约束装置设计

烟囱中钢内筒横向制晃约束支承结构通常有刚性支承、刚性撑杆和柔性拉杆三种结构型式。目前国内电厂套筒式或多管式烟囱中的制晃型式大多为刚性支承。烟囱钢筋混凝土外筒壁和钢内筒之间横向制晃约束装置处的支承力，应根据外筒壁和钢内筒间变形协调计算。

当钢内筒采用刚性制晃装置，沿圆周方向4点均匀设置时，钢内筒支撑环的弯矩、环向轴力及内筒半径方向的剪力可按下列公式计算（图13-18）：

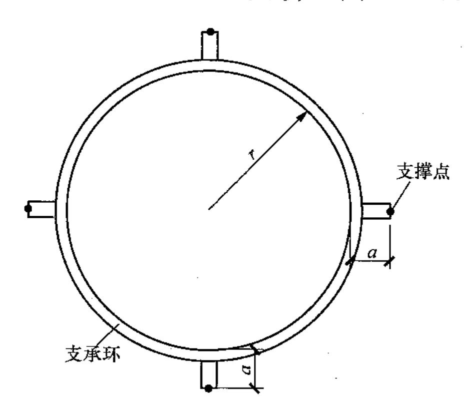


图13-18 支承环受力

$$M_{max}=F_k(0.015r+0.25a) \tag{13-234}$$

$$V_{max}=F_k\left(0.12+0.32\frac{a}{r}\right) \tag{13-235}$$

当 $a/r \leqslant 0.656$ 时：

$$N_{max}=\frac{F_k}{4} \tag{13-236}$$

当 $a/r > 0.656$ 时：

$$N_{max}=F_k\left(0.04+0.32\frac{a}{r}\right) \tag{13-237}$$

式中 M_{max}——支承环的最大弯矩，kN·m；

V_{max}——支承环沿半径方向的最大剪力，kN；

N_{max}——支承环沿圆周方向的最大拉力，kN；

F_k——外筒在 k 层制晃装置处，传给每一个内筒的最大水平力，可根据变形协调求得，kN；

r——钢内筒半径，m；

a——支承点的偏心距离，m。

对需要进行抗震验算的烟囱，上式中的 F_k 还应以 F_{Ek} 代替进行验算。F_{Ek} 为地震工况下制晃装置每个内筒的最大水平力。

（九）钢内筒烟道接入口的补强计算

烟道接入口宜设计成圆形；当设计成矩形孔洞时，其转角宜设计成圆弧形。

烟道接入口孔洞应力应满足：

$$\sigma=\left(\frac{N}{A_0}+\frac{M}{W_0}\right)\alpha_k \leqslant f_t \tag{13-238}$$

式中 σ——钢内筒筒壁孔洞处的应力，N/mm^2；

A_0——孔洞洞口补强后的水平截面面积，不应小于无孔洞时相应筒壁水平截面的面积，mm^2；

W_0——孔洞洞口补强后水平截面最小截面抵抗矩，mm^3；

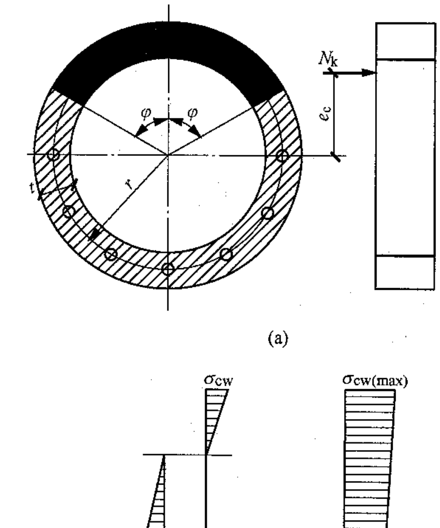
N——洞口截面处的轴向力设计值，N；

M——洞口截面处的弯矩设计值，N·mm；

α_k——洞口应力集中系数。孔洞圆角半径 r 与孔洞宽度 b 之比，$r/b=0.1$ 时，可取 $\alpha_k=4$；$r/b \geqslant 0.2$ 时，取 $\alpha_k=3$，中间值采用线性插入法求算。

（十）钢内筒底座计算

（1）钢内筒底板和地脚螺栓在轴向力及弯矩作用下的应力计算，可根据钢内筒轴向力对钢内筒底座圆心的偏心距 e_c 与截面核心距 r_{co} 的相应关系（$e_c>r_{co}$ 或 $e_c \leqslant r_{co}$），分别采用所示的应力计算简图（图13-19）进行计算。



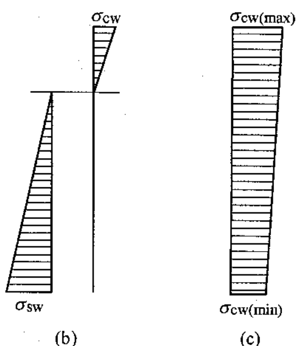


图13-19 荷载标准值作用下的应力计算

（a）截面简图；（b）$e_c>r_{co}$ 时的应力；（c）$e_c \leqslant r_{co}$ 时的应力

1）轴向力对钢内筒底座圆心的偏心距应按下式计算：

$$e_c=\frac{M}{N} \tag{13-239}$$

式中 e_c——轴向力对钢内筒底圆心的偏心距，mm；

M——钢内筒底部最大弯矩设计值，N·mm；

N——与弯矩相应的轴向力设计值，N。

2）截面核心距 r_{co} 可按下式计算：

$$r_{co}=0.5r_1 \tag{13-240}$$

式中 r_1——地脚螺栓所在圆的半径，mm；

r_{co}——截面核心距，mm。

（2）当 $e_c \leqslant r_{co}$ 时，钢内筒底座按以下各式计算：

1）钢内筒底座局部压应力按下式计算：

$$\sigma_{cw}=\frac{N}{A}+\frac{M}{W} \leqslant \omega\beta_l f_{ct} \tag{13-241}$$

式中 σ_{cw}——钢内筒作用在混凝土底座处产生的局部压应力，N/mm^2；

A——钢内筒底板面积，mm^2；

W——钢内筒底板截面抵抗矩，mm^3；

ω——荷载分布影响系数，可取 0.675；

β_l——混凝土局部受压时强度提高系数，按现行国家标准 GB 50010《混凝土结构设计规范》中的要求计算；

f_{ct}——混凝土在温度作用下的轴心抗压强度设计值，N/mm^2。

2）钢内筒底板厚度应根据底板不同支承情况按下式计算：

$$t \geqslant \sqrt{\frac{6M_{max}}{f_t}} \tag{13-242}$$

式中 t——底板厚度，mm；

M_{max}——底板各区格最大弯矩设计值，N·mm。

3）底板各区格最大弯矩设计值 M_{max} 按下列规定计算：

一边支承时：$$M_{max}=\frac{1}{2}\sigma_{cw}c^2 \tag{13-243}$$

三边支承时：$$M_{max}=\beta\sigma_{cw}a^2 \tag{13-244}$$

式中 c——钢内筒筒壁内侧底板悬挑长度，mm；

a——钢内筒筒壁外侧加劲板之间底板自由边长度，mm；

β——系数，由 b/a 数值查表 13-18 确定（当 $b/a<0.3$ 时，可按一边支承、悬臂长度为 b 的悬壁板计算）。

表 13-18　三边支承板弯矩系数 β

b/a	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
β	0.0273	0.0439	0.0602	0.0747	0.0871
b/a	0.8	0.9	1.0	1.2	≥1.4
β	0.0972	0.1053	0.1117	0.1205	0.1258

注　b—钢内筒筒壁外侧底板悬挑长度，mm。

为使底板具有足够的刚度，并符合基底反力均匀分布的假定，板厚宜为 20～40mm，且不小于 14mm。

（3）当 $e_c>r_{co}$ 时，钢内筒底座按以下各式计算：

1）钢内筒底板面积按下式计算：

$$\sigma_{cw}=\frac{N(1-\cos\varphi)}{2rt[(1-n_t'\rho_t)\sin\varphi+(n_t'\rho_t\varphi-\varphi-\pi n_t'\rho_t)\cos\varphi]} \leqslant \omega\beta_l f_{ct} \tag{13-245}$$

$$n_t'=\frac{E_s}{E_c} \tag{13-246}$$

$$\rho_t=\frac{A_1}{A} \tag{13-247}$$

式中 φ——钢内筒底座处截面的受压区半角；

E_s——钢材的弹性模量，N/mm^2；

E_c——混凝土的弹性模量，N/mm^2；

A_1——全部地脚螺栓总截面积，螺栓截面积，mm^2；

t——钢内筒底座宽度，mm；

A——钢内筒底板面积，mm^2。

φ 值由可由下式求得：

$$\frac{e_c}{r_1}=\frac{\left[(1-n_t'\rho_t)\frac{\varphi}{2}+(1-n_t'\rho_t)\frac{\sin 2\varphi}{4}+(n_t'\rho_t-1)\sin\varphi\cos\varphi+\frac{\pi}{2}n_t'\rho_t\right]}{(1-n_t'\rho t)\sin\varphi+(n_t'\rho_t\varphi-\varphi-\pi n_t'\rho_t)\cos\varphi} \tag{13-248}$$

2）底板厚度可按式（13-243）计算。

3）地脚螺栓的最大拉应力按下式计算：

$$\sigma_{sw}=\frac{1+\cos\varphi}{1-\cos\varphi}n_t'\sigma_{cw} \tag{13-249}$$

式中 σ_{sw}——地脚螺栓的最大拉应力，N/mm^2。

（4）地脚螺栓应采用 Q235B 或 Q345B 钢材制作；地脚螺栓直径不宜小于 24mm，且应采用双螺帽。地脚螺栓的埋设构造应考虑螺栓和钢内筒的施工制作偏差。

（5）钢内筒底板承受的剪力应由底板与基础之间的摩擦力或设置的抗剪件承受。摩擦力计算时，钢板与混凝土之间的摩擦系数可取 0.4。

二、悬挂式钢内筒计算

1. 概述

悬挂式钢内筒结构体系是将钢内筒分成一段或几段悬吊于设置在烟囱内外筒之间的悬吊平台上。各分段内筒之间通过竖向和横向均可自由变形的膨胀伸缩节连接。悬挂式钢内筒可采用整体悬挂和分段悬挂结构方式；也可采用中上部分悬挂、底部自立的组合结构方式。悬挂式钢内筒结构型式的选择，应按照工程设计条件、钢内筒中排放烟气的压力分布状况、烟气腐蚀性和耐久性要求综合考虑确定。

钢内筒分段数增加，节省的用钢量不很明显，而由此带来的膨胀伸缩节烟气渗漏腐蚀隐患弊端要大于用钢量节省的效益。因此当采用分段悬挂式时，分段数不宜过多，以 1 段为宜，最多不超过 2 段；膨胀伸缩节的标高应尽可能降低并与其下部设置的钢平台接近，以方便对其进行日常维护与检修。

由于悬挂式钢内筒能充分利用刚钢材受拉的优点，在实际工程得到更广泛的应用，除下述对悬挂式钢内筒结构体系的说明外，其余的计算方法、荷

载及其组合、强度及稳定性要求等，均同自立式钢内筒。

2. 结构型式

图 13-20 及图 13-21 分别为整体悬挂式及分段悬挂式钢内筒示意。

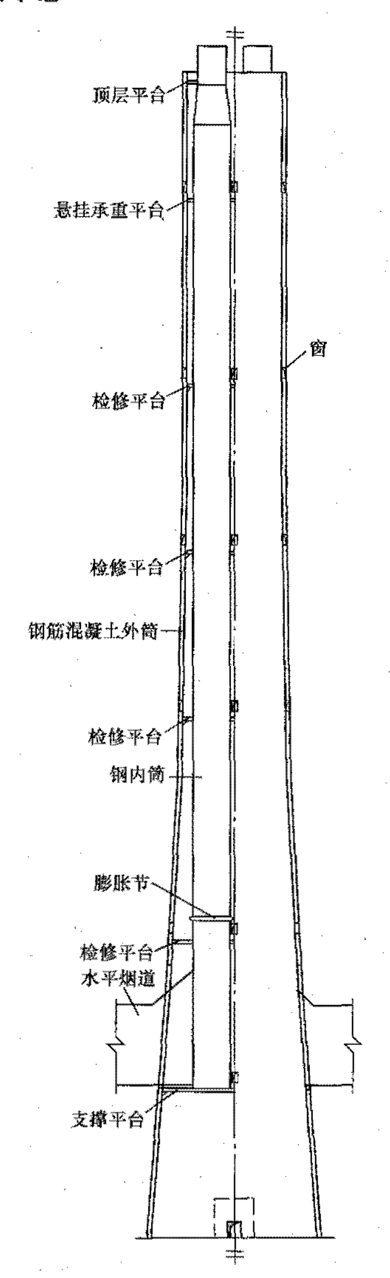


图 13-20　整体悬挂式钢内筒烟囱

目前我国电厂中悬挂式钢内筒烟囱大多采用中上部分悬挂、底部自立于烟道口以下支承平台的组合结构方式。对此种结构型式，中上部分悬挂段钢内筒的计算模型一般按照悬吊支承点处为固接或铰接，沿烟囱高度范围设置的各层横向约束平台处为铰接考虑。悬吊点以上钢内筒以受压为主，悬吊点以下钢内筒以受拉为主。下部自立段钢内筒的高度一般不大，以受压为主。

悬挂平台对悬挂段钢内筒的约束作用应根据悬挂平台和悬挂段钢内筒间的相对刚度关系确定：当平台梁的转动刚度与钢内筒线刚度的比值小于 0.1 时，可将悬挂端简化为不动铰支座；当比值大于 10 时，可将悬挂端简化为固定端；当比值介于 0.1～10 时，应将悬吊端简化为弹性转动支座。

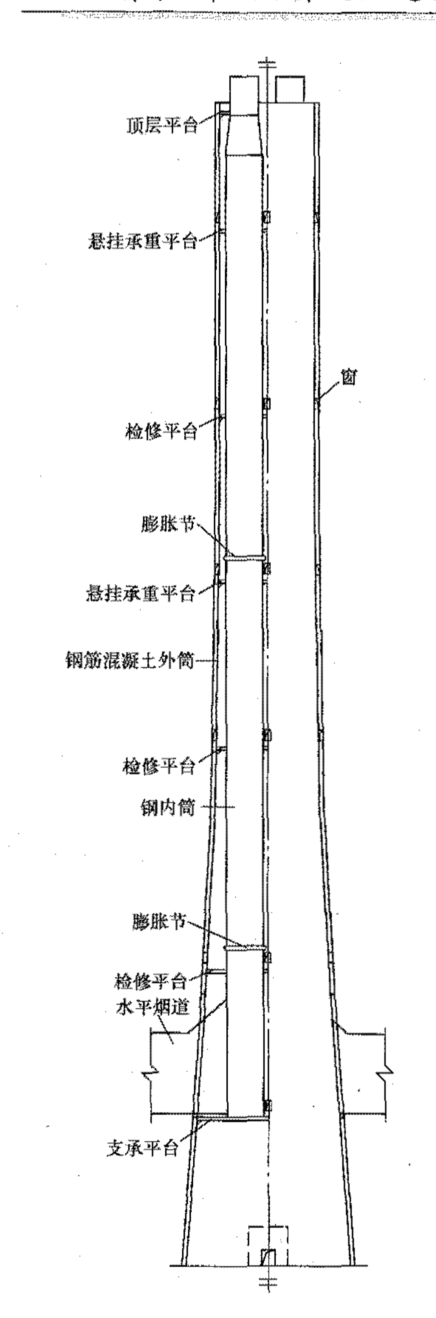


图 13-21　分段悬挂式钢内筒烟囱计算模型

3. 地震作用

（1）悬挂段钢内筒的水平地震作用，可只计算在水平地震作用下钢筋混凝土外筒壁传给悬挂段钢内筒的作用效应。

（2）抗震设防烈度大于 6 度时应计算悬挂段钢内筒的竖向地震作用。悬挂段钢内筒的竖向地震力计算时，可按支承在悬挂平台上倒立的钢内筒计算，即将悬挂平台作为钢内筒根部、钢内筒自由端作为顶部进行计算，并应根据悬挂平台的高度位置，对计算结果乘以竖向地震效应增大系数。

钢内筒根部的竖向地震作用可按下式计算：

$$F_{Ev0}=\pm 0.75\alpha_{vmax}G_E \qquad (13\text{-}250)$$

其余各截面可按下列公式计算：

$$F_{Evik}=\pm\eta\left(G_{iE}-\frac{G_{iE}^2}{G_E}\right) \qquad (13\text{-}251)$$

$$\eta=4(1+C)k_v \qquad (13\text{-}252)$$

式中 F_{Evik}——计算截面 i 的竖向地震作用标准值（对于钢内筒根部截面，当 $F_{Evik}<F_{Ev0}$ 时，取 $F_{Evik}=F_{Ev0}$）kN；

G_{iE}——计算截面 i 以上的烟囱重力荷载代表值（取截面 i 以上的重力荷载标准值与平台活荷载组合值之和，活荷载组合值系数按 GB 50051《烟囱设计规范》的规定采用；套筒或多筒式烟囱，当采用自承重式排烟筒时，G_{iE} 不包括排烟筒重量；当采用平台支承排烟筒时，平台及排烟筒重量通过平台传给外承重筒，在 G_{iE} 计入平台及排烟筒重量）kN；

G_E——基础顶面以上的烟囱总重力荷载代表值（取烟囱总重力荷载标准值与各层平台活荷载组合值之和，活荷载组合值系数按 GB 50051《烟囱设计规范》的规定采用；套筒或多筒式烟囱，当采用自承重式排烟筒时，G_E 不包括排烟筒重量；当采用平台支承排烟筒时，平台及排烟筒重量通过平台传给外承重筒，在 G_E 中计入平台及排烟筒重量）kN；

C——结构材料的弹性恢复系数，取 C=0.7；

k_v——竖向地震系数［按现行国家标准 GB 50011《建筑抗震设计规范》规定的设计基本地震加速度与重力加速度比值的 65%采用，7 度取 k_v=0.065（0.1）；8 度取 k_v=0.13（0.2）；9 度取 k_v=0.26；k_v=0.1 和 k_v=0.2 分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区］；

α_{vmax}——竖向地震影响系数最大值（按现行国家标准 GB 50011《建筑抗震设计规范》的规定，取水平地震影响系数最大值的 65%）。

竖向地震效应增大系数可按下列公式进行计算：

$$\beta=\xi\beta_{vi} \qquad (13\text{-}253)$$

$$\beta_{vi}=4(1+C)\left(1-\frac{G_{iE}}{G_E}\right) \qquad (13\text{-}254)$$

$$\xi=\frac{1}{1+\dfrac{G_{vE}L^3}{47EIT_{vg}^2}} \qquad (13\text{-}255)$$

式中 β——竖向地震效应增大系数；

β_{vi}——修正前第 i 层悬挂平台竖向地震效应增大系数；

ξ——平台刚度对竖向地震效应的折减系数；

G_{vE}——悬挂平台一根主梁所承受的总重力荷载（包括主梁自重荷载）代表值，kN；

L——主梁跨度，m；

E——主梁材料的弹性模量，kN/m^2；

I——主梁截面惯性矩，m^4；

T_{vg}——竖向地震场地特征周期，可取设计第一组水平地震特征周期的 65%，s。

4．悬挂段钢内筒设计强度计算

悬挂段钢内筒设计强度应满足下列公式要求：

$$\frac{N_i}{A_{ni}}+\frac{M_i}{W_{ni}}\leqslant\sigma_t \qquad (13\text{-}256)$$

$$\sigma_t=\gamma_t\beta f_t \qquad (13\text{-}257)$$

$$f_t=\gamma_s f,\quad \gamma_s=1.0+\frac{T}{767\times\ln\dfrac{T}{1750}} \qquad (13\text{-}258)$$

式中 M_i——钢内筒水平计算截面 i 的最大弯矩设计值，N・mm；

N_i——与 M_i 相应轴向拉力设计值，包括内筒自重和竖向地震作用，N；

A_{ni}——计算截面处的净截面面积，mm^2；

W_{ni}——计算截面处的净截面抵抗矩，mm^3；

f_t——温度作用下钢材抗拉、抗压强度设计值，N/mm^2；

T——为钢材或焊缝计算处温度，℃；

β——焊接效率系数（一级焊缝时，取 $\beta=0.85$；二级焊缝时，取 $\beta=0.7$）；

γ_t——悬挂段钢内筒抗拉强度设计值调整系数（对于风、地震及正常运行荷载组合，γ_t 可取 1.0；对于非正常运行工况下的温差荷载组合，γ_t 可取 1.1）。

三、钢平台结构计算

1．钢平台布置要求

烟囱钢平台一般设置于内筒与外筒之间，根据平台所处位置和主要功能可分为顶部封顶平台、吊装平台、悬挂承重平台、支承平台、检修平台等。平台应采用钢梁结构体系，连接方式可采用螺栓连接或焊接；主梁根据跨度和荷载可用 H 型钢梁或箱型梁。各层平台的通道宽度不应小于 750mm，洞口周圈应设

栏杆和踢脚板。与排烟筒相接触的孔洞，应留有一定空隙。

（1）顶部封顶平台。设置于烟囱顶部，一般为压型钢板做底模的钢梁-现浇混凝土板组合结构，钢筋混凝土板厚 150～250mm，混凝土板可以有效防止雨水、烟气等进入烟囱内、外筒间空间，保护其内部构件不受侵蚀。

（2）吊装平台。一般设置于烟囱上部，顶层平台以下。当采用提升法安装钢内筒时，需将提升装置安装于吊装平台上，吊装平台承受钢内筒的重量。

（3）悬挂承重平台及支承平台。目前国内的悬挂式钢内筒烟囱多采用中上部悬挂，底部自立的结构型式，中上部钢内筒悬吊于烟囱上部的悬挂承重平台上，下部钢内筒（一般长度略大于烟道孔高度即可，控制在 20m 左右为宜）自立于烟囱下部的支承平台上。悬挂承重平台承受大部分钢内筒重量，可兼做吊装平台。为保证平台整体刚度，悬挂承重平台及支承平台一般采用压型钢板做底模的钢梁—现浇混凝土板组合结构，钢筋混凝土板厚 150～250mm。

（4）检修平台。检修平台宜沿烟囱高度每隔 20～40m 设置一个，平台上一般设置制晃点，兼做制晃平台。楼面一般采用镀（涂）锌钢格栅板或花纹钢板。

图 13-22 及图 13-23 分别为套筒式烟囱及双管式烟囱的各类平台布置图：

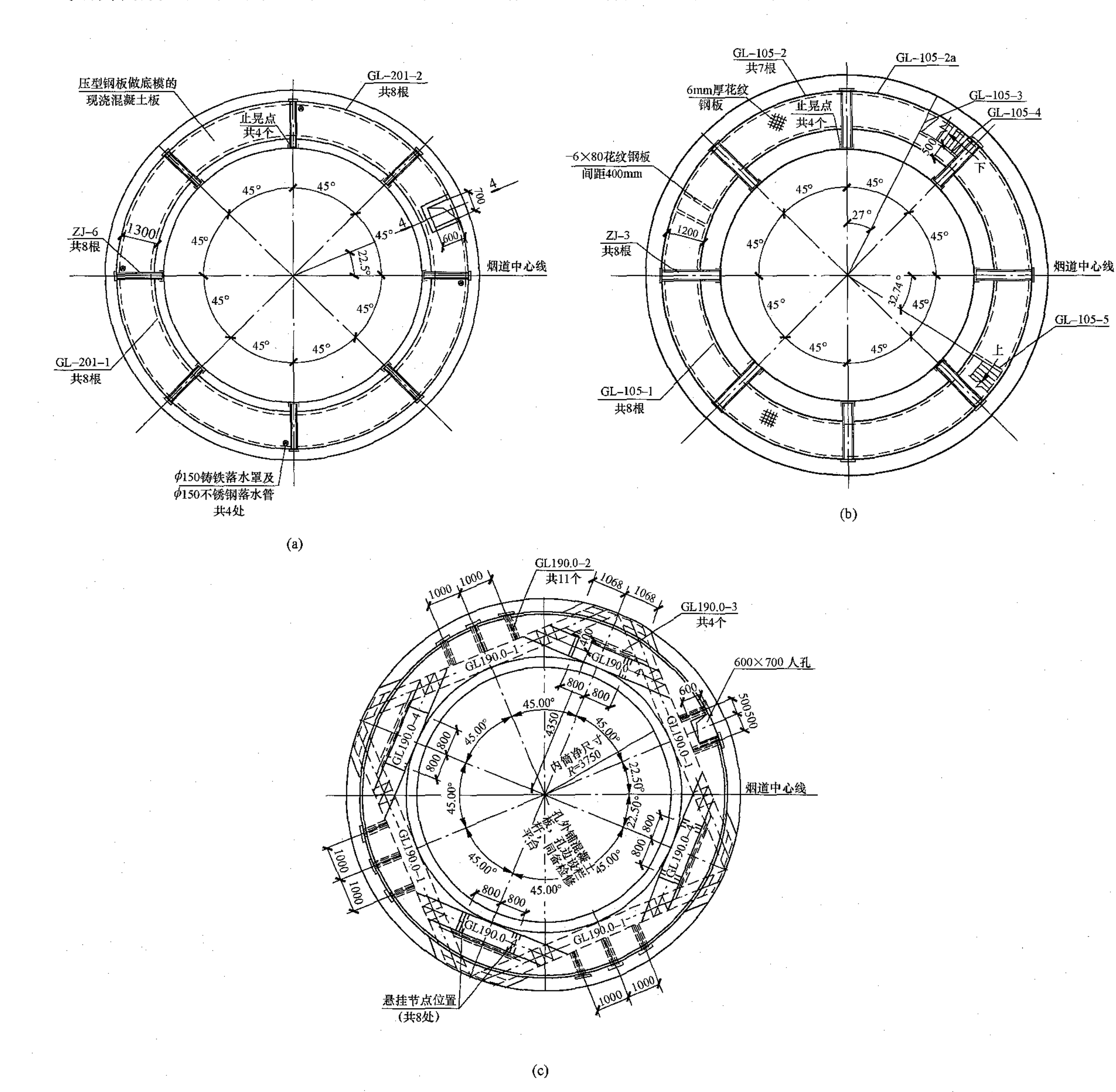


图 13-22 套筒式烟囱各类平台布置图

（a）套筒式烟囱顶层封顶平台；（b）套筒式烟囱检修平台；（c）套筒式烟囱悬挂承重平台（吊装平台）

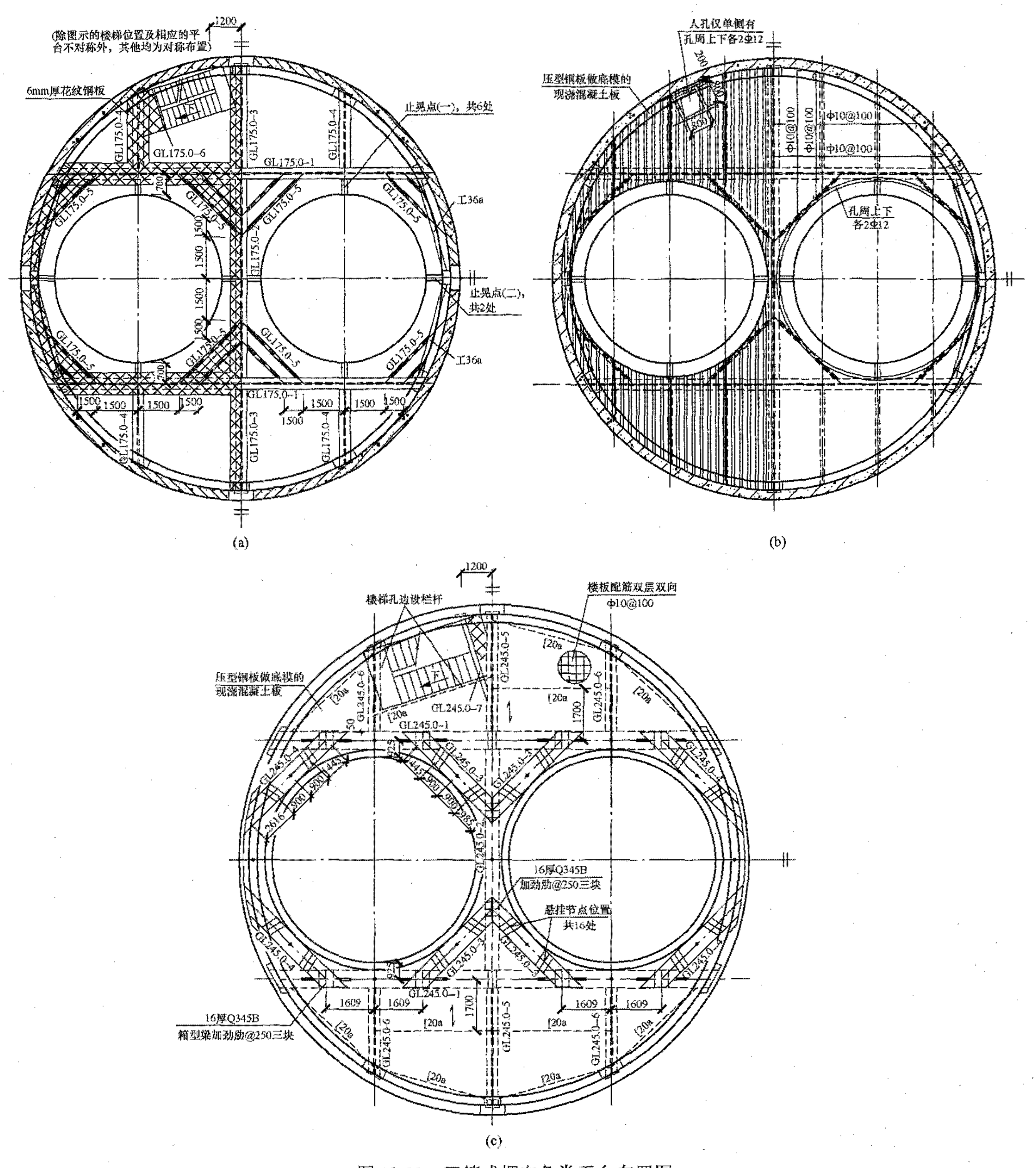


图 13-23　双管式烟囱各类平台布置图

（a）双管式烟囱检修平台；（b）双管式烟囱顶层封顶平台；（c）双管式烟囱悬挂承重平台

2. 钢平台计算

（1）钢平台活荷载取值。顶部封顶平台的活荷载应考虑积灰检修荷载；吊装平台应根据施工吊装方案确定荷载设计值；悬挂式钢内筒的悬挂承重平台或支承平台，除应考虑承受排烟筒自重荷载外，还应计入施工检修荷载。各层平台活荷载可按本章第二节的荷载及作用中平台活荷载相关内容取值。

（2）钢内筒吊装平台计算时，应对起吊的钢内筒等荷载乘以 1.2 的动力系数。

计算悬吊平台或支承平台时，应严格控制各平台梁的变形量，应不大于 $L/400$，且相邻悬吊点或支承点之间的变形差不宜大于 5mm，或通过其他措施调整该变形差，以减少对钢内筒产生的附加应力。

四、构造要求

1. 钢内筒及其防腐

（1）自立式钢内筒长细比不应超过 80；悬挂式钢内筒各悬挂段的长细比不宜超过 120。

（2）当悬挂平台下悬挂段钢内筒的长度较小时，钢内筒线刚度较大，由转动产生的钢内筒应力较大，因此悬挂段钢内筒的悬挂平台与下部相邻的横向约束平台间距不宜小于15m。在水平地震作用下，多跨悬挂钢内筒由自身惯性力产生的地震内力只在最下层横向约束平台处较大，其他层很小，可忽略不计，因此悬挂段钢内筒的最下层悬臂段，即最下层横向约束平台与膨胀节之间的悬臂长度不宜大于25m。

（3）钢内筒一般均为薄壁圆环结构，在正常情况下筒体内呈负压，因此筒体中存在环向压力。为增强钢内筒承受内部负压的能力，防止负压条件下钢内筒失稳和阻止其产生椭圆形振动，钢内筒宜全高设置环向加劲肋。环向加劲肋宜采用角钢或T型钢焊接于内筒外表面，可用连续焊缝或间断焊缝焊接，翼板应向外。环向加劲肋截面及间距应根据计算确定。其最大间距为钢内筒直径的1.5倍，且不应大于7.5m。同时加劲肋截面不应小于表13-19规定数值。

表13-19　钢内筒加劲肋最小截面尺寸

钢内筒直径 d（m）	最小加劲角钢（mm）
$d \leqslant 4.50$	L75×75×6
$4.50 < d \leqslant 6.00$	L100×80×6
$6.00 < d \leqslant 7.50$	L125×80×8
$7.50 < d \leqslant 9.00$	L140×90×10
$9.00 < d \leqslant 10.50$	L160×100×10

（4）钢内筒防腐。套筒式和多管式烟囱应根据烟气的腐蚀性等级、湿度条件等选择内筒材质，具体的烟囱结构选型详见本章第一节相关内容。

当采用钢内筒烟囱时，目前相对可靠的钢内筒方案主要有：钛-钢复合板内筒方案和普通（耐酸）钢内筒+进口宾高德玻璃砖防腐内衬系统方案。其余还有钢内筒+国产玻璃砖内衬、玻璃鳞片内衬、各种涂装类（有机涂层内衬）等防腐内衬。但上述防腐内衬使用情况均不理想，机组运行后，维护工作量较大，其实际使用寿命有限，且受施工工艺影响较大。如为实际使用时间较短的改造项目，可以采用；如为新建机组则应慎重。

表13-20列举了目前国内钢内筒采用的主要防腐措施，工程中可根据实际情况进行选取。

表13-20　钢内筒内表面防腐措施

钢内筒防腐蚀措施	适用范围	主要特点
钛-钢复合板	湿烟气条件下选用，新建或改造均适用	优异的耐腐蚀性能，电厂应用业绩较多，效果良好，基本不需要维护保养，施工时需注意控制焊缝质量，造价适中
普通（耐酸）钢板内衬进口宾高德玻璃砖	湿烟气条件下选用，新建或改造均适用	主要材料是一种特级低膨胀硅酸硼玻璃，防腐蚀性能优良，国外应用业绩较多，有良好的质量控制体系，价格较高
普通（耐酸）钢板内衬国产玻化砖或硼硅酸盐玻璃砖	适用于已有钢内筒系统的改造	对施工质量要求较高，国内工程出现瑕疵案例较多，维护量较大，新建工程慎用
普通（耐酸）钢板内涂装杂化聚合物防腐层	适用于已有钢内筒系统的改造	在钢内筒内表面喷涂，形成连续、完整的防腐保护层，造价较低。工程应用业绩较少，对材料配制及施工质量控制要求较高。实际工程应慎用

钢内筒的外表面和导流板以下的内表面应采用耐高温防腐蚀涂料防护。

应当说明的是：烟囱防腐系统的使用年限不可能与结构要求的烟囱设计使用年限一致，在整个烟囱设计使用年限内需要对烟囱防腐系统进行多次检修维护。不同的烟囱防腐系统的使用年限是不同的，钛-钢复合板内筒的设计使用年限应不低于30年；玻璃鳞片内衬的设计使用年限为5～8年；涂层类内衬的设计使用年限根据涂层厚度、涂层品类等分为2～5年、5～10年和10～15年三个等级。

（5）钢平台及钢梯防腐。室内钢结构构件表面的除锈及油漆，应按现行国家标准GB 50205《钢结构工程施工质量验收规范》和GB 50046《工业建筑防腐蚀设计规范》的要求进行；构件涂装作业前，钢材表面应喷砂或抛丸除锈，其清洁度应达到现行国家标准GB 8923《涂覆涂料前钢材表面处理 表面清洁度的目视评定》要求的Sa2.5级。

防锈涂层应由底漆、中间漆及面漆组成，底漆、中间漆、面漆可分别采用无机富锌底漆或环氧富锌底漆、环氧云铁中间漆和聚氨酯或氯化橡胶面漆，油漆干膜总厚度不宜小于150μm。

室外钢平台、钢梯等金属构件，宜采用热浸镀锌防腐，其涂覆应符合现行国家标准GB/T 13912《热镀锌标准》的要求。

2. 钢内筒保温

烟道入口以上钢内筒区段可根据其内表面防腐措施确定是否需要单独设置保温隔热层。钢内筒内贴玻璃砖或玻化砖时，因玻璃砖及玻化砖具有保温隔热性能，钢内筒不必另行设置保温隔热层。钢内筒采用钛-钢复合板材质或内为防腐涂层等时，需在钢内筒外壁设置保温隔热层，以改善巡视检修人员工作舒适度。烟囱内外筒之间的烟道应设保温隔热层。

保温隔热材料宜选用重量轻、导热系数低、弹性好、

耐久性强和阻燃的柔性材料，可选择无碱超细玻璃棉或泡沫玻璃棉等，容重为 0.6～1.0kN/m^3 左右，其外表面均需加设铝箔或不锈钢丝网保护，网孔约 30mm×60mm。

保温隔热层厚度应由计算确定，并宜分作两层错缝铺设，总厚度约控制在 80～100mm。保温层必须考虑防坠措施，其构造做法示意参见图 13-24。

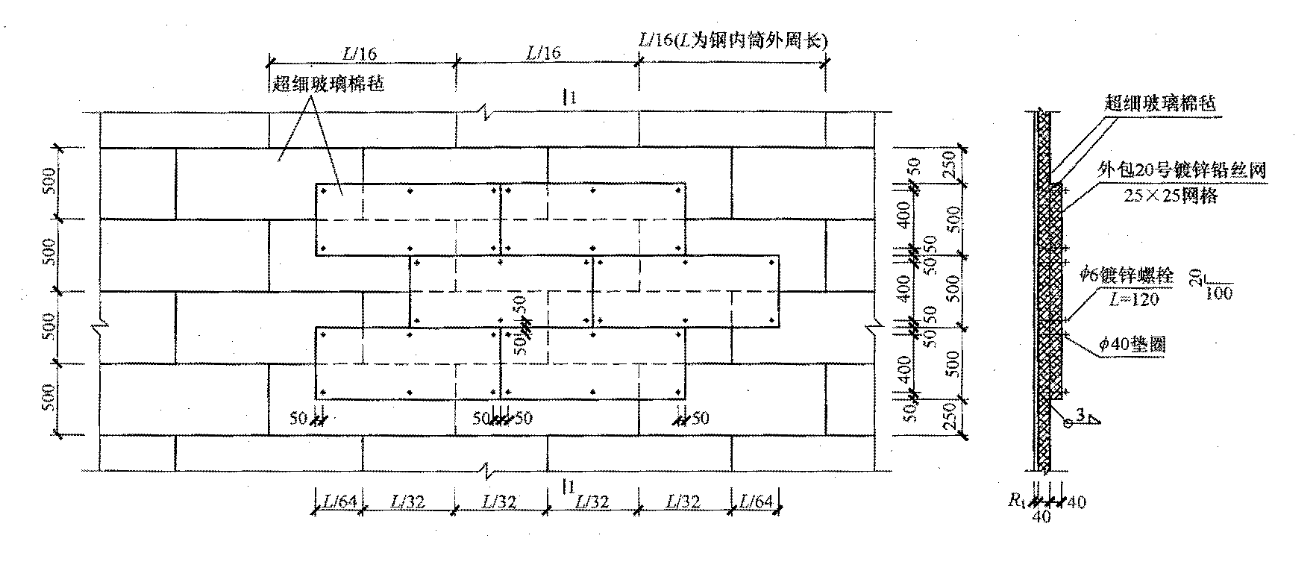


图 13-24　钢内筒保温层做法示意

3. 钢内筒烟道接口

钢内筒烟道接入处开孔两侧应增设钢立柱，以补偿钢内筒开孔处的截面削弱。补偿的面积不宜小于钢内筒开孔处损失的筒壁截面积，补偿后的截面按其中和轴计算的截面惯性矩应大于原来未开洞时的截面惯性矩，具体尺寸应根据补强条件计算确定。钢立柱上下两端伸出洞口各约 1/5 孔高的长度，钢立柱的长细比一般控制在 60～80 之间。为使钢内筒应力均匀传递，烟道口上下部位应增设环梁。为弥补烟道口开孔对钢内筒局部稳定的影响，在烟道开孔高度范围内，钢内筒外表面还应增设数道环向加劲肋。

钢内筒筒体在烟道接口处宜做烟气导流板，导流板四周铰接支承在钢内筒内侧筒壁上。导流板与钢内筒约成 45°斜坡，以使烟道内烟气平稳地进入钢内筒，减小钢内筒由烟气紊流引起的振动。水平烟道与钢内筒之间应设水平膨胀节，以减少烟道温度膨胀对钢内筒的影响。

钢内筒烟道接口构造做法示意参见图 13-25。

4. 平台

各层平台应设置吊物孔。吊物孔尺寸及吊物时承受的重力，应根据安装和检修要求确定。吊物孔洞周围应设活动钢栏杆。

吊装平台，支承平台的主梁在钢内筒支承点处应采用加劲板加强，平台钢梁两端与钢筋混凝土外筒壁的连接宜采用铰接方式，钢筋混凝土外筒壁内侧可设置悬挑牛腿或钢牛腿，也可在钢筋混凝土外筒壁上开孔搁置钢梁。

钢平台走道做法示意参见图 13-26。

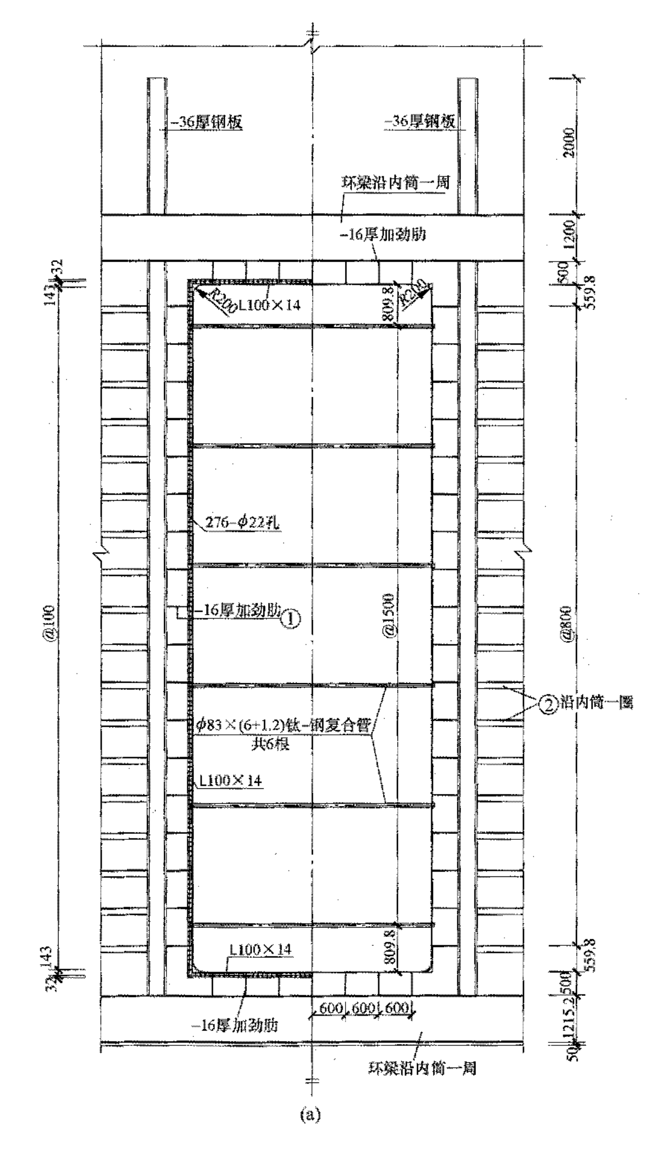


图 13-25　钢内筒烟道接口做法示意（一）

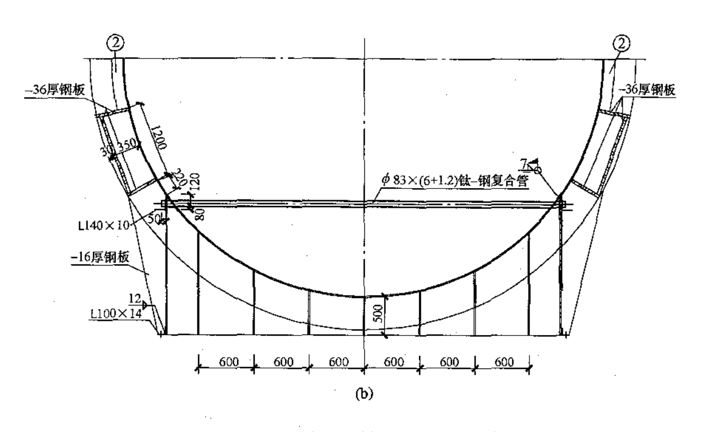
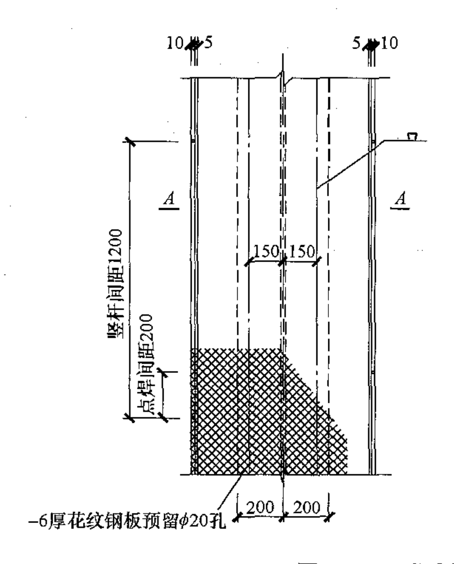


图 13-25　钢内筒烟道接口做法示意（二）

5. 横向制晃

钢内筒应设置制晃装置。制晃装置对内筒仅起水平弹性约束作用，不应约束钢内筒由于烟气温度作用而产生的竖向和水平方向的温度变形。横向制晃约束支承点可沿烟囱高度按一或两个平台间距布置，并根据钢内筒结构计算确定。在横向制晃约束装置设计中，应考虑烟气温度变化引起的热胀冷缩作用的影响，尤其是事故温度情况下的热胀冷缩影响量。钢内筒应在制晃约束装置处的部位设置加强环进行加强。

横向制晃装置可采用刚性制晃装置，也可采用柔性制晃装置。制晃装置的主要类型有：



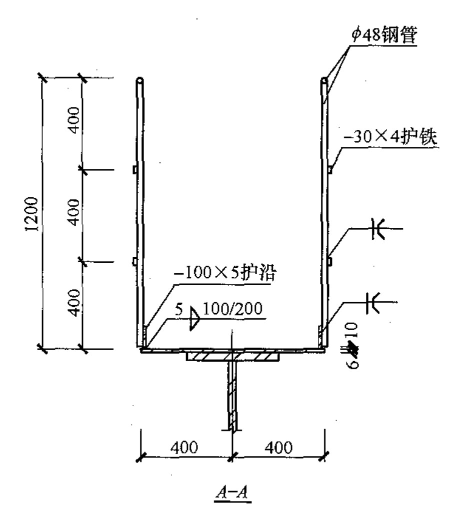


图 13-26　钢平台走道做法示意

（1）刚性支撑。刚性支撑以各层钢平台为支承点约束钢内筒，是国内电厂钢内筒烟囱最常用的制晃装置类型。刚性支撑使钢内筒受力均匀，温度膨胀对钢内筒不产生次应力。在刚性支撑节点处宜设置既可减小摩擦又可减缓振动的复合聚四氟乙烯板，以减小钢内筒振动对钢平台构件的影响。其构造做法示意参见图 13-27。

（2）刚性撑杆。刚性撑杆由设在平台上方的刚性撑杆支承钢内筒，刚性撑杆支承于钢筋混凝土外筒壁上，一般设置于平台上方约 2.0m 处。刚性撑杆支承型式传力明确、结构新颖、构件简单、施工方便、检修便利。但钢内筒温度变化引起的纵向变形由于刚性撑杆的约束会产生一定的水平位移。因此刚性制晃约束撑杆设计布置时，宜使其长度尽可能长。在刚性制晃约束撑杆中间宜设带阻尼器的弹簧装置，弹簧刚度根据刚性杆受力大小确定。其构造做法示意见 13-28。

（3）柔性拉杆。柔性拉杆由设在平台上方的扁钢或拉索等材料制作的拉杆拉结于钢筋混凝土筒壁上，一般设置于平台上方约 2.0m 处，与外筒及内筒均采用铰接连接。拉紧节点宜采用花篮螺栓，以调整松紧度。柔性拉杆是国际常用的支撑型式，在国内电厂烟囱中运用较少。其结构轻巧，维护方便，但平面布置较为复杂，紧固装置安装调试要求较高。钢内筒温度变化引起的纵向变形对拉杆会产生较大附加力，使拉杆松弛。因此需定期对其进行紧固，防止蠕变造成紧固装置的约束力损失。柔性制晃约束装置布置应根据烟囱钢内筒的布置确定。柔性制晃约束拉杆的中间宜设带阻尼器的弹簧装置，以加大柔性拉杆拉力。柔性制晃约束装置做法示意参见图 13-29。

6. 钢内筒筒身顶部构造

为防止烟气下洗腐蚀，烟囱顶部平台以上钢内筒保温层外侧应采用不锈钢板材包裹，顶部平台以上直爬梯应采用不锈钢材料。钢内筒筒身顶部构造及烟囱顶部平台做法示意参见图 13-30。

7. 膨胀节

悬挂式钢内筒各分段之间通过可以自由变形的膨胀伸缩节连接，以消除热胀冷缩和烟囱水平变位现象造成的纵、横向伸缩变形影响。

（1）膨胀节的结构型式分为承插式和对接式。图 13-31 为承插式膨胀节的示意图，即下段钢内筒顶部做扩大头，上段钢内筒嵌入其中，其间的空隙用防腐材料密闭。此种膨胀节的设计要确定水平间距 Δh、竖

向滑动距离 ΔV_1 和上下搭接长度 ΔV_2，且节点做法较为复杂。图 13-32 为对接式膨胀节示意，上下段钢内筒采用等直径设计，其间用防腐材料连接。对接式膨胀节构造相对简单，便于设计施工。

图 13-27　刚性制晃约束支承装置做法示意

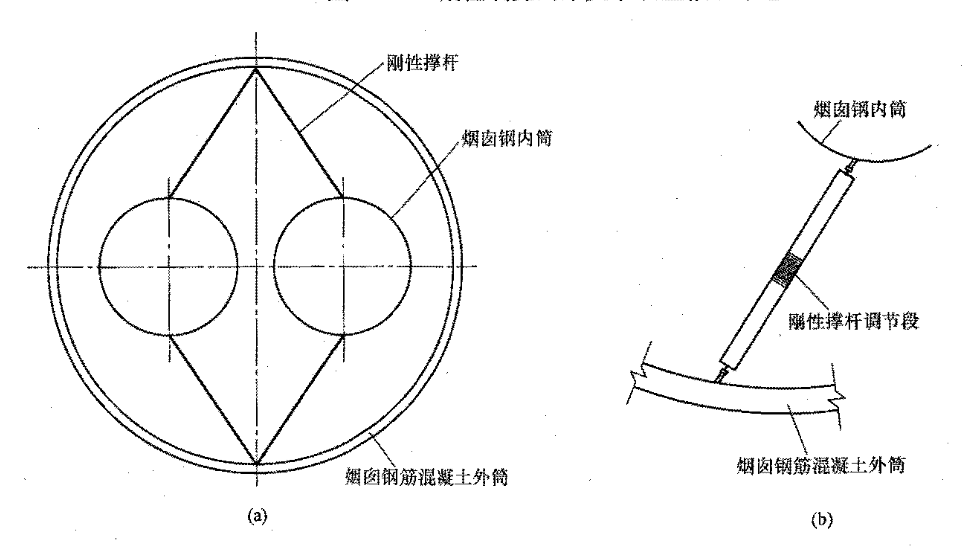


图 13-28　刚性制晃约束撑杆做法示意

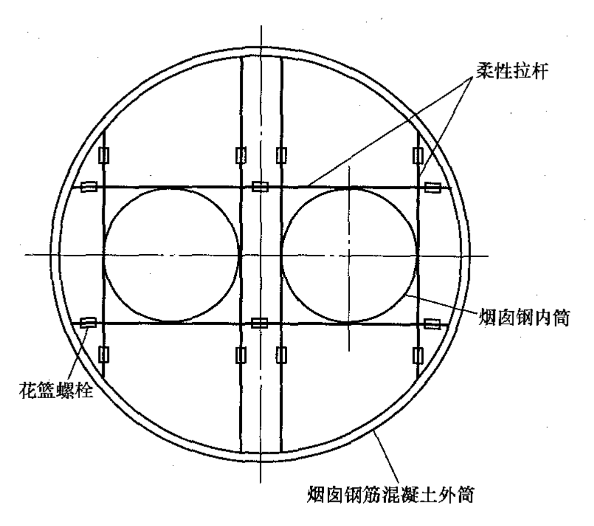


图 13-29 柔性制晃约束拉杆做法示意

（2）膨胀节材料分为金属和非金属两大类。金属类膨胀节可采用镍、钛等材料，非金属膨胀节可采用硅橡胶、氟橡胶等柔性材料。其中氟橡胶以其优良的耐腐蚀性能，已经作为膨胀节的主要制作材料普遍运用于火力发电厂湿法脱硫悬挂式钢内筒烟囱中。图 13-33 为氟橡胶膨胀伸缩节连接示意。

氟橡胶是含有氟原子的合成橡胶，具有高度的化学稳定性及耐高温，耐老化的特性，同时氟橡胶有很好的变形能力，烟囱内筒的水平变形通过氟橡胶片本身的变形性能即可得以保证，对于氟橡胶膨胀节，仅需要计算内筒的竖向变形。氟橡胶膨胀节宜整体硫化成型，其无接头并无需现场粘结，安装检修方便同时避免膨胀节因工作时发生变形造成粘结位置开裂渗漏

图 13-30 钢内筒筒身顶部构造及烟囱顶部平台做法示意

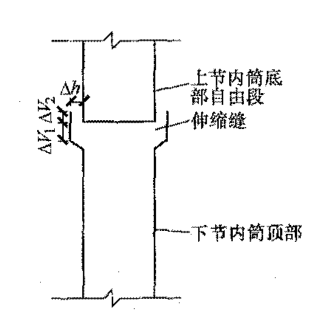


图 13-31 承插式膨胀节示意

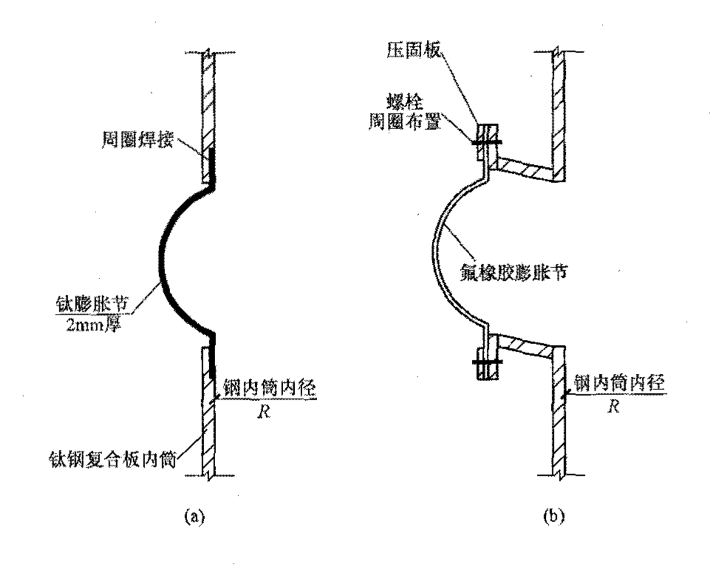


图 13-32 对接式膨胀节示意

（a）C 形钛板膨胀节；（b）平压式氟橡胶膨胀节

的可能性，也可避免因粘结位置重叠变厚而影响补偿量。如非整体硫化成型，氟橡胶材料应分两层，两层接缝错开布置。

8. 酸液收集装置

火力发电厂湿法脱硫在无 GGH 运行工况下，烟气温度一般在 40～50℃之间，水分含量高，湿度大多处于饱和状态，在烟囱内壁会出现结露现象，致使烟囱内有冷凝酸液积聚，流量为每小时几吨至几十吨。水平烟道底部中通常设置有排液管，但烟囱内部需设置酸液收集装置以利酸液排放。常规做法是在内筒内侧设置环形集液槽，集液槽下部用排液管将酸液引出烟囱外。集液槽及排烟筒内部的排液管均需防腐，防腐方式宜与烟囱内筒一致。图 13-34 为集液槽示意。

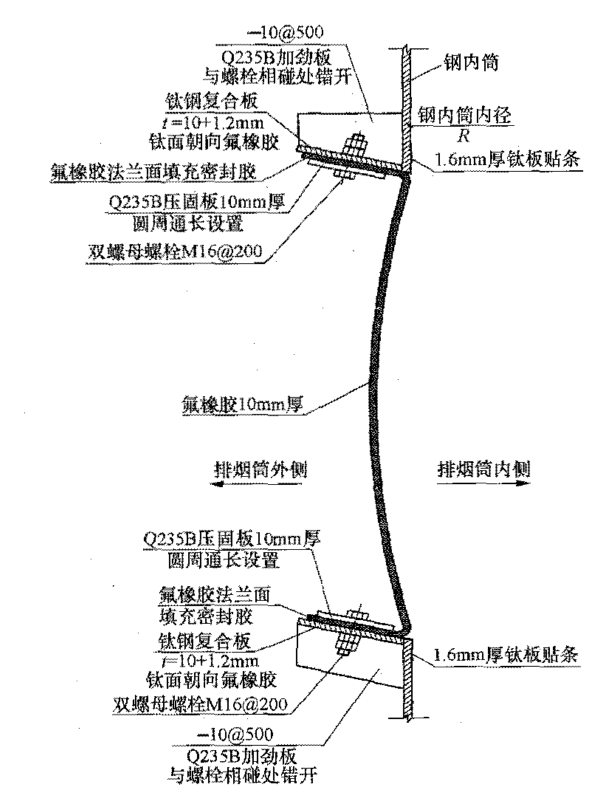


图 13-33 氟橡胶膨胀伸缩节连接示意

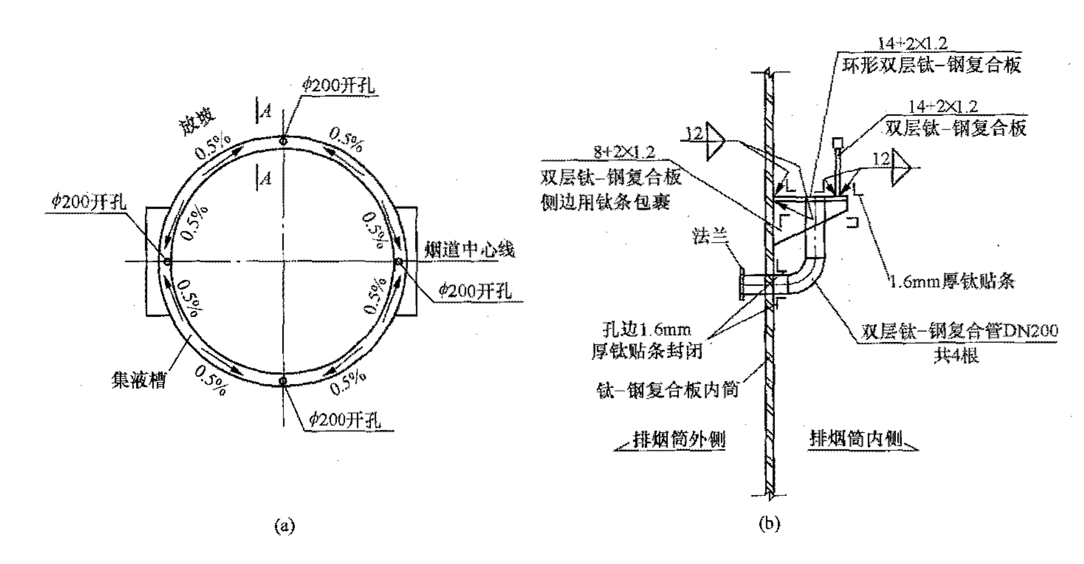


图 13-34 集液槽示意

（a）集液槽布置图；（b）*A-A*

第四节 烟囱玻璃钢内筒

玻璃纤维增强塑料，缩写为玻璃钢，俗称玻璃钢，具有质量轻、强度高、耐化学腐蚀、绝缘隔热、耐瞬时高温烧蚀、强度和形状可设计性强等优点，具有天然的低温防腐优势，非常适合湿法脱硫且不设烟气加热装置的燃煤电厂烟囱内排烟筒采用，近年来在国内燃煤电厂工程中得到日渐广泛的应用。本节系统介绍烟囱玻璃钢内筒设计的一般规定、材料选配、设计要点、设计计算，以及构造要求等内容。

一、一般规定

（1）选用玻璃钢内筒时，其排放的烟气温度条件应符合国家标准 GB 50051—2013《烟囱设计规范》第 9.1.1 条的规定。

（2）钢筋混凝土外筒设计时，应充分考虑预留玻璃钢内筒的安装条件。

（3）玻璃钢内筒设计时应对筒壁、加劲肋、连接、支承点和洞口进行承载能力计算，并应结合烟气流速、温度、磨损、化学介质腐蚀等运行条件考虑正常使用和维护要求。

（4）玻璃钢内筒的承载能力计算，除应包括自重荷载、筒首风荷载、筒壁积灰荷载、烟气温度作用外，还应计入外筒在承受风荷载、地震作用、附加弯矩、烟道水平推力及施工安装和检修荷载的影响。内筒壁防腐蚀内衬层、外表面层仅考虑其自重，但厚度不应计入计算截面的有效截面面积。

（5）玻璃钢结构在正常使用极限状态时的材料应变不宜超过 0.2%。

（6）玻璃钢内筒设计使用年限不宜少于 30 年。

（7）玻璃钢内筒的安全等级应与钢筋混凝土外筒的安全等级一致。

二、材料选配

1. 玻璃钢内筒结构组成

玻璃钢内筒的筒壁应由防腐蚀内衬层、结构层和外表面层组成，并应符合下列规定：

（1）防腐蚀内衬层应由富树脂层和次内衬层组成。富树脂层厚度不应小于 0.25mm，宜采用玻璃纤维表面毡，其树脂含量不应小于 85%（质量比），也可选用有机合成纤维材料。次内衬层应采用玻璃纤维短切毡或喷射纱，其厚度不应小于 2mm，树脂含量不应小于 70%（质量比）。

防腐内衬层应进行防静电处理。防静电处理可采用导电纤维毡或导电碳填料，其内表面的连续表面电阻率不应大于 $1.0\times10^6\Omega$，静电释放装置的对地电阻不应大于 25Ω。

（2）结构层应由玻璃纤维连续纱或玻璃纤维织物浸渍树脂缠绕成型，其树脂含量应为 35%±5%（质量比），厚度应由计算确定。

（3）外表面中的最后一层树脂应采取无空气阻聚的措施。当玻璃钢内筒暴露在室外时，外表面层应添加紫外线吸收剂，外表面层厚度不应小于 0.5mm。

玻璃钢内筒主要是由树脂、玻璃纤维等结合组成的各向异性材料，其所采用的原材料在设计使用年限内应能承受预期的机械、温度和化学作用影响。玻璃钢内筒设计时应考虑材料的蠕变效应、应力腐蚀的影响及材料强度随温度升高的衰减。

玻璃钢原材料对内筒的制造成型有较大的影响，因此玻璃钢原材料的选用应与相应的成型工艺相协调，并经过试配后方可用于工程。

2. 原材料

（1）树脂。玻璃钢内筒的基体材料应选用反应型阻燃环氧乙烯基酯树脂。玻璃钢内筒用树脂应满足表 13-21 的技术要求。树脂浇铸体的主要性能应符合表 13-22 的要求。

表 13-21 玻璃钢内筒用树脂的技术要求

项 目	允许范围	试验方法
外观	无异样	外观检查
酸值（mg/KOH）	6～10	GB/T 2895
黏度（25℃）	380±100	GB/T 7193.1
胶凝时间（min）	20±5	GB/T 7193.6
固体含量（%）	58	GB/T 7193.3

注 一种牌号的树脂只允许有一个指定值。

表 13-22 树脂浇铸体的主要性能要求

力学性能	耐蚀层树脂	结构层树脂	试验方法
拉伸强度（MPa）	≥60.0	≥60.0	GB/T 2568
拉伸模量（GPa）	≥3.0	≥3.0	GB/T 2568
断裂延伸率（%）	≥3.0	≥2.5	GB/T 2408
热变形温度 *HDT*（℃，1.82MPa）	≥100		GB/T 1643
耐碱性（10%NaOH，100℃）	≥100h 无异状		GB/T 7194
耐燃性	I 类（高阻燃性）		GB/T 2408

防腐蚀内层和结构层宜选用同类型的树脂，其防

腐蚀性能应符合 GB/T 3857 的规定。当选用不同类型的树脂时，层间不得脱层。树脂阻燃性能应符合下列要求：

1）反应型阻燃环氧乙烯基酯树脂浇铸体的极限氧指数（LOI）不应小于 23；

2）当反应型阻燃环氧乙烯基酯树脂含量为 35%±5%（质量比），添加 0～3%阻燃协同剂（Sb_2O_3）时，玻璃钢极限氧指数（LOI）不应小于 32；

3）玻璃钢的火焰传播速率不应大于 45。

玻璃钢内筒的基体材料所选用的树脂除满足以上条件外，还应符合现行国家标准 GB/T 8237《纤维增强塑料用液体不饱和聚酯树脂》的要求。

（2）增强材料。富树脂层宜选用耐化学性 C-glass 表面毡或有机合成材料，也可选用 C 型中碱玻璃纤维表面毡；次内层应选用 E-CR 类型的玻璃纤维短切原丝毡或喷射纱。当有防静电要求时，可选用导电碳纤维毡或布。玻璃纤维短切原丝毡质量应符合现行国家标准 GB/T 17470《玻璃纤维短切原丝毡和连续原丝毡》的规定。

结构层应选用 E-CR 类型的玻璃纤维缠绕纱、单向布，其质量应符合现行国家标准 GB/T 18369《玻璃纤维无捻粗纱》和 GB/T 18370《玻璃纤维无捻粗纱布》的规定。

玻璃钢内筒筒体之间连接所用的玻璃纤维无捻粗纱布、短切原丝毡或单向布的类型，应与筒体增强材料一致。

玻璃纤维表面处理采用的偶联剂应与选用的树脂匹配。

（3）添加剂。当玻璃钢内筒制造过程中需在树脂中添加苯乙烯、填料、染料等添加剂时，需征得制造商和业主的同意。添加剂应满足相关规程规范要求，且应与玻璃钢制造所用的树脂具有良好的相容性。

3. 铺层设计基本要求

玻璃钢内筒设计前应根据拟选的树脂、增强材料等原材料的品种和特性进行铺层设计，并按铺层设计要求制作试件进行相应的力学试验。

（1）富树脂层。富树脂层由浸润树脂的玻璃纤维表面毡或其他有机纤维合成材料组成，同层玻璃纤表面毡的叠加宽度不应小于 13mm。

（2）次内层。次内层是在富树脂层上采用玻璃纤维短切毡和树脂分层衬贴，直到达到设计规定的厚度。同层玻璃纤维短切毡的叠加宽度不应小于 13mm。

（3）结构层。一般采用环向一层连续纱加衬两层单向布（“两布一纱”）交替成型，必要时可以增加喷射纱。缠绕纱的缠绕角度宜为 90°±3°，单向布的受力纤维应沿轴向布置。

（4）外表面层。外表面层采用玻璃纤维表面毡与树脂分层衬贴，直到达到设计规定的厚度。外表面应采用无空气阻聚的树脂封面；暴露于外筒之外的部分的外表面做法同防腐内衬层。玻璃钢内筒筒首高出钢筋混凝土外筒部分应添加紫外线吸收剂。

4. 材料性能及测试

（1）力学性能。玻璃钢材料性能应通过试验确定。初步设计阶段烟囱设计时，由于无条件进行材料力学性能试验，玻璃钢材料力学性能可按表 13-23 和表 13-24 取值。

表 13-23　常温下环向缠绕纱和轴向单向布铺层的缠绕玻璃钢主要力学性能指标（MPa）

项　目	数值
环向抗拉强度标准值 $f_{\theta tk}$	≥220
环向抗弯强度标准值 $f_{\theta bk}$	≥330
轴向抗压强度标准值 f_{zck}	≥140
轴向抗拉强度标准值 f_{ztk}	≥190
轴向抗弯强度标准值 f_{zbk}	≥140
环向拉伸弹性模量 $E_{\theta t}$	≥28000
环向弯曲弹性模量 $E_{\theta b}$	≥18000
环向压缩弹性模量 $E_{\theta c}$	≥20000
轴向拉伸弹性模量 E_{zt}	≥16000
轴向弯曲弹性模量 E_{zb}	≥8000
轴向压缩弹性模量 E_{zc}	≥16000
剪切弹性模量 G_k	≥7000

表 13-24　常温下采用短切毡和方格布交替铺层的手糊玻璃钢板主要力学性能指标

（MPa）

拉伸强度	弯曲强度	层间剪切强度	弯曲弹性模量
≥160	≥200	≥20	≥7000

（2）玻璃钢材料主要计算参数。玻璃钢材料的重力密度、热膨胀系数、泊松比和导热系数等主要计算参数可按照表 13-25 的规定取值。

表 13-25　玻璃钢主要计算参数

项　目	数　值
环纵向泊松比 $\nu_{z\theta}$	0.23
纵向热膨胀系数 α_z	2.0×10^{-5}/℃
重力密度	（17～20）kN/m^3
纵环向泊松比 $\nu_{\theta z}$	0.12

续表

项 目	数 值
环向热膨胀系数 α_θ	1.2×10^{-5}/℃
导热系数	(0.23～0.29)[W/(m·K)]

(3)耐温性能。玻璃钢排烟筒耐温性能应满足正常湿法脱硫烟气的温度条件；事故工况下烟温不超过120℃，持续时间不超过 30min 时，玻璃钢排烟筒耐温性能应保持不变。

(4)防静电性能。玻璃钢内筒防静电处理可在内衬防腐蚀层采用导电纤维毡或导电碳填料。

(5)阻燃性。玻璃钢内筒材料必须具有阻燃性。未添加或添加少量阻燃协同剂的情况下，阻燃树脂含量为(35±5)%的玻璃钢极限厌氧指数不应小于 32，火焰传播速率不应大于 45。

(6)材料性能测试。玻璃钢内筒材料性能测试方法对应的规范见表 13-26。

表 13-26 玻璃钢材料主要性能测试方法对应规范一览表

性能测试项目	试验方法对应规范
拉伸模量测试	GB/T 1447—2005
压缩模量测试	GB/T 1448—2005
弯曲模量测试	GB/T 1449—2005
热膨胀系数测试	GB/T 2572—2005
热传导系数测试	GB/T 3139—2005
HDT 测试	GB/T 1634—2005
极限厌氧测试	GB/T 8924—2005
火焰传播速率测试	参见 ASTM E84

三、设计要点

1. 使用条件

当火力发电厂采用玻璃钢内筒烟囱时，应符合以下条件：

(1)脱硫系统为湿法脱硫并不设置烟气加热装置的工程。

(2)事故发生时的 30min 内，烟囱内烟气温度不得超过 120℃。

(3)环境最低温度不宜低于–40℃。

2. 内筒结构型式

玻璃钢内筒宜采用整体悬挂式，也可采用分段悬挂或分段自立的结构型式。

3. 结构布置要求

(1)全悬挂式玻璃钢烟囱内筒悬吊点宜设置在内筒上部 1/4 区域内。

(2)自立式玻璃钢烟囱内筒的高度不宜超过 30m，且其高径比不宜大于 10。

(3)玻璃钢烟囱内筒横向支撑间距与其半径的比值 L/r 不应大于 20，止晃点间距宜在 30～45m。在高烈度地区(设防烈度 8 度及以上)，由于止晃点间距较小可能导致内筒内力过大，可以根据实际情况增大止晃点间距，但最大不应超出 60m。

(4)结构层应采用对称铺层，任何不可避免的非均衡或非对称铺层应放在层合板中面附近。

(5)悬挂式玻璃钢烟囱内筒的结构层厚度应满足表 13-27 的规定，悬挂点以上的玻璃钢烟囱内筒的结构层厚度根据工程设计确定。

(6)自立式玻璃钢烟囱内筒的结构层厚度根据工程设计确定。

表 13-27 悬挂式玻璃钢烟囱内筒结构层最小厚度要求

内径(m)	最大设计负压(Pa)	结构层最小厚度(mm)					
		加劲肋间距 3m	加劲肋间距 4m	加劲肋间距 5m	加劲肋间距 6m	加劲肋间距 7m	加劲肋间距 8m
6.0	≤1000	10.0	10.0	10.6	11.4	12.0	12.6
	1500	10.0	11.4	12.4	13.2	14.2	14.8
	2000	11.4	12.6	13.8	14.8	15.8	16.6
6.4	≤1000	10.0	10.0	11.0	11.8	12.6	13.2
	1500	10.6	11.8	12.8	13.8	14.6	15.4
	2000	11.8	13.2	14.4	15.4	16.4	17.2
6.8	≤1000	10.0	10.4	11.4	12.2	13.0	13.6
	1500	11.0	12.2	13.4	14.4	15.2	16.0
	2000	12.2	13.6	15.0	16.0	17.0	18.0

续表

内径（m）	最大设计负压（Pa）	结构层最小厚度（mm）					
		加劲肋间距3m	加劲肋间距4m	加劲肋间距5m	加劲肋间距6m	加劲肋间距7m	加劲肋间距8m
7.2	≤1000	10.0	10.8	11.8	12.6	13.4	14.2
	1500	11.2	12.6	13.8	14.8	15.8	16.6
	2000	12.6	14.2	15.4	16.6	17.6	18.6
7.6	≤1000	10.0	11.2	12.2	13.0	13.8	14.6
	1500	11.6	13.0	14.2	15.2	16.2	17.0
	2000	13.0	14.6	16.0	17.0	18.2	19.2
8.0	≤1000	10.0	11.4	12.6	13.4	14.2	15.0
	1500	12.0	13.4	14.6	15.8	16.8	17.6
	2000	13.4	15.0	16.4	17.6	18.8	19.8
8.4	≤1000	10.6	11.8	12.8	13.8	14.6	15.4
	1500	12.4	13.8	15.0	16.2	17.2	18.2
	2000	13.8	15.4	16.8	18.2	19.2	20.4
8.8	≤1000	10.8	12.2	13.2	14.2	15.0	15.8
	1500	12.6	14.2	15.4	16.6	17.6	18.6
	2000	14.2	15.8	17.4	18.6	19.8	20.8
9.2	≤1000	11.2	12.4	13.6	14.6	15.4	16.4
	1500	13.0	14.6	16.0	17.0	18.2	19.2
	2000	14.6	16.4	17.8	19.2	20.4	21.4
9.6	≤1000	11.4	12.8	14.0	15.0	15.8	16.8
	1500	13.4	15.0	16.4	17.6	18.6	19.6
	2000	15.0	16.8	18.2	19.6	20.8	22.0
10.0	≤1000	11.6	13.0	14.2	15.4	16.2	17.2
	1500	13.6	15.4	16.8	18.0	19.0	20.0
	2000	15.4	17.2	18.8	20.0	21.4	22.6

注 1．玻璃钢烟囱内径介于本表内径之间时，玻璃钢烟囱内筒直径结构层厚度按线性插值法计算。
2．玻璃钢烟囱内径超出本表范围时，结构层厚度根据设计计算确定。
3．为方便加工制作，内径不宜大于9.5m。

四、设计计算

（一）荷载作用计算

玻璃钢内筒的自重、积灰荷载为永久荷载，风荷载、烟气温度作用、烟气压力作用、地震作用等为可变荷载。

（1）结构自重。玻璃钢内筒的自重包括内筒筒体、加劲肋及支撑结构等结构、构件的重量，计算玻璃钢内筒自重时可用 1700～2000kg/m^3 作为玻璃钢材料的质量密度。

（2）积灰荷载。经湿法脱硫后的烟气湿灰沉积在玻璃钢内筒内表面，其沿内筒高度的沉积厚度变化如图 13-35 所示，湿积灰重力密度可取 1280kg/m^3。

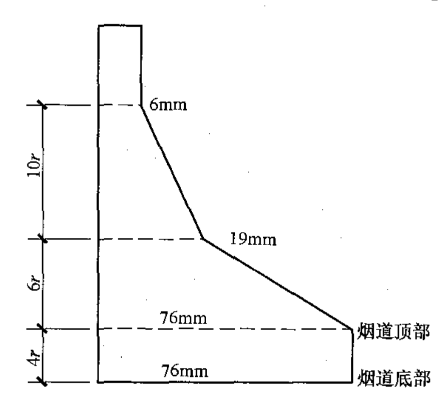


图 13-35　积灰载荷（r 为烟囱内筒半径）

（3）风载荷。玻璃钢内筒的风荷载作用按 GB 50009《建筑结构荷载规范》和 GB 50051《烟囱设计规范》的相关要求计算。风荷载对玻璃钢内筒结构产生的直接作用和间接作用应同时考虑。对烟囱顶部平台以上部分的玻璃钢内筒，风荷载直接作用于玻璃钢内筒的筒身上。风荷载的直接作用可按以下假定计算：

1）计算时可不考虑横风向风振的影响；

2）风压脉动系数可采用钢筋混凝土外筒壁计算中的数值；

3）风荷载的设计风速、体型系数、风压高度变化系数均可按照钢筋混凝土外筒壁顶部标高处的数值采用。

对钢筋混凝土外筒壁内的玻璃钢内筒，风荷载作用呈间接作用状态。计算时应采用内、外筒联合计算模型，将风荷载作用于钢筋混凝土外筒壁上，假定内外筒在风荷载作用下连接点变形一致，计算得到玻璃钢内筒相应的内力及变形。

（4）地震作用。玻璃钢内筒在地震作用下的计算应符合 GB 50011《建筑抗震设计规范》及 GB 50051《烟囱设计规范》的有关规定。分析玻璃钢内筒在地震作用下的效应时应采用内、外筒联合计算模型，建立包括钢筋混凝土外筒和玻璃钢内筒的整体模型，采用振型分解反应谱法计算玻璃钢内筒结构在地震作用下的内力和位移。

（5）温度作用。玻璃钢内筒各层材料的传热系数［W/（m^2·K）］和导热系数［W/（m·K）］的取值或计算公式如下：

玻璃钢内筒内表面的传热系数（烟气温度≤100℃时）：$\alpha_{in}=33$

玻璃钢导热系数：$\lambda=0.23\sim0.29$

有通风条件时，外筒内表面和内筒外表面的传热系数：

$$\alpha_s=1.211+0.0681T_g \tag{13-259}$$

钢筋混凝土筒壁导热系数：

$$\lambda=1.74+0.0005T_g \tag{13-260}$$

筒壁外表面的传热系数

夏季 $\alpha_{ex}=12$　　冬季 $\alpha_{ex}=23$

1）首先进行各层温度计算，计算各层温度时需先假定各层初始温度，再按热工公式迭代计算各层温度（图 13-36）。各层初始受热温度按照式（13-261）计算：

$$T_j=T_a+\frac{T_g-T_a}{t}X_j \tag{13-261}$$

式中　T_j——各层初始受热温度，℃；

t——筒壁各层总厚度，mm；

T_a——空气温度，℃；

T_g——烟气温度，℃；

X_j——计算点坐标（如玻璃钢内筒内表面 $X_0=t$，以此类推），mm。

根据筒壁内、外表面初始受热温度计算钢筋混凝土筒壁导热系数，再按照式（13-262）计算各层受热温度：

$$T_{cj}=T_g-\frac{T_g-T_a}{R_{tot}}\left(R_{in}+\sum_{i=1}^{j}R_i\right) \tag{13-262}$$

式中　T_{cj}——各层受热温度，℃；

R_{tot}——总热阻，m·K/W；

R_{in}——内筒内表面的热阻，m·K/W；

R_i——第 i 层热阻，m·K/W。

R_{tot}、R_{in} 及 R_i 参考 GB 50051《烟囱设计规范》中公式 5.6.6-1～公式 5.6.6-8 计算，迭代直至$(T_{cj}-T_j)/T_j\leqslant5\%$。

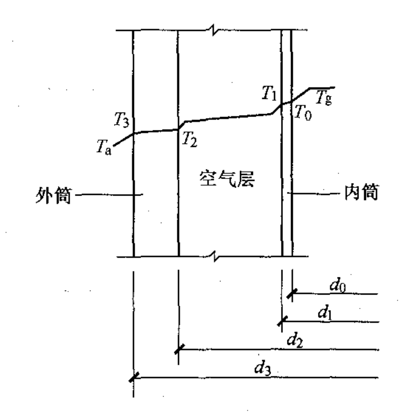


图 13-36　玻璃钢套筒烟囱传热计算

2）其次进行温差计算，各有关烟气温差计算见式（13-263）～式（13-265）。

烟道口高度范围内烟气温差：

$$\Delta T_0=\beta\Delta T_g \tag{13-263}$$

烟道口上部烟气温差：

$$\Delta T_g = \Delta T_0 \cdot e^{-\xi_t z / d_0} \qquad (13\text{-}264)$$

沿烟囱直径两端，筒壁厚度中点处温差：

$$\Delta T_m = \Delta T_g \left(1 - \frac{R_{tot}^c}{R_{tot}}\right) \qquad (13\text{-}265)$$

式中 ΔT_0——烟道入口高度范围内烟气温差，℃；

β——烟道口范围烟气不均匀温度变化系数（一台炉配置一个玻璃钢内筒时，取β=0.30，多台炉共用一个汇流烟道并接入一个玻璃钢内筒时，取β=0.45，多台炉多根烟道入口直接接入一个玻璃钢内筒时，取β=0.80）；

ΔT_g——距离烟道口顶部z高度处的烟气温差，℃；

ξ_t——衰竭系数，多烟道且设有隔烟墙时，取$\xi_t = 0.15$，其余情况取$\xi_t = 0.40$；

z——烟道口顶部至计算点的距离，m；

d_0——烟道口上部玻璃钢内筒内直径，m；

R_{tot}^c——从玻璃钢内筒内表面到内筒筒壁中心点的总热阻，m·K/W。

（6）烟气压力。烟气压力按照式（13-266）～式（13-268）计算：

$$P_g = 0.01(\rho_a - \rho_g)h \qquad (13\text{-}266)$$

$$\rho_a = \rho_{ao}\frac{273}{273+T_a} \qquad (13\text{-}267)$$

$$\rho_g = \rho_{go}\frac{273}{273+T_g} \qquad (13\text{-}268)$$

式中 P_g——烟气压力，kN/m^2；

ρ_a——烟囱外部空气密度，kg/m^3；

ρ_g——烟气密度，kg/m^3；

h——烟道口中心标高到烟囱顶部的距离，m；

ρ_{ao}——标准状态下的大气密度，按 1.285kg/m^{3}采用；

ρ_{go}——标准状态下的烟气密度［按燃烧计算结果采用；无计算数据时，干式除尘（干烟气）取 1.32kg/m^3，湿式除尘（湿烟气）取 1.28kg/m^3］，kg/m^3；

T_a——烟囱外部环境温度，℃；

T_g——烟气温度，℃。

（二）荷载效应组合

玻璃钢内筒的荷载效应组合分为长期荷载效应组合工况与短期荷载效应组合两组工况。

1. 长期荷载效应组合工况

（1）永久荷载效应对结构不利时：

$$1.2S_{Gk}+1.1S_{Tk}+1.1S_{CPk} \qquad (13\text{-}269)$$

（2）永久荷载效应对结构有利时：

$$0.9S_{Gk}+1.1S_{Tk}+1.1S_{CPk} \qquad (13\text{-}270)$$

2. 短期荷载效应组合工况

（1）永久荷载效应对结构不利时：

$$1.2S_{Gk}+1.1S_{Tk}+1.4S_{Wk}+1.1S_{CPk} \qquad (13\text{-}271)$$

$$1.2S_{Gk}+1.1S_{Tk}+1.3S_{Ek}+1.1S_{CPk} \qquad (13\text{-}272)$$

$$1.2S_{Gk}+1.1S_{ATk}+1.1S_{CPk} \qquad (13\text{-}273)$$

（2）永久荷载效应对结构有利时：

$$0.9S_{Gk}+1.1S_{Tk}+1.4S_{Wk}+1.1S_{CPk} \qquad (13\text{-}274)$$

$$0.9S_{Gk}+1.1S_{Tk}+1.3S_{Ek}+1.1S_{CPk} \qquad (13\text{-}275)$$

$$0.9S_{Gk}+1.1S_{ATk}+1.1\,S_{CPk} \qquad (13\text{-}276)$$

式中 S_{Gk}——永久荷载标准值G_k计算的效应值，包括内筒自重及积灰荷载；

S_{Tk}——烟气温度作用标准值的效应值；

S_{CPk}——烟气压力作用标准值的效应值；

S_{Ek}——地震作用标准值的效应值；

S_{Wk}——风荷载标准值的效应值；

S_{ATk}——事故工况烟气温度作用标准值的效应值。

（三）玻璃钢内筒的许用应力及应变

1. 强度设计值

玻璃钢内筒的各相关强度设计值分别按照式（13-277）、式（13-278）、式（13-281）～式（13-283）和式（13-285）进行计算。

（1）轴向抗拉强度设计值：

$$f_{zt} = \gamma_{ztt}\frac{f_{ztk}}{\gamma_{zt}} \qquad (13\text{-}277)$$

式中 f_{zt}——轴向抗拉强度设计值，MPa；

f_{ztk}——轴向抗拉强度标准值，MPa；

γ_{ztt}——玻璃钢材料轴向受拉温度折减系数，见表 13-28；

γ_{zt}——玻璃钢材料轴向受拉分项系数，见表 13-29。

表 13-28　玻璃钢材料的温度折减系数

温度（℃）	材料温度折减系数	
	γ_{zct}、$\gamma_{\theta bt}$、$\gamma_{\theta ct}$	γ_{ztt}、γ_{zbt}、$\gamma_{\theta tt}$
20	1.00	1.00
60	0.70	0.95
90	0.60	0.85

注　温度为表中温度的中间值时，可以采用线性插值确定。

表 13-29　玻璃钢材料分项系数

受力状态	符号	作用效应的组合情况	
		短期效应组合	长期效应组合
轴向或环向受压	γ_{zc}或$\gamma_{\theta c}$	3.2	3.6

续表

受力状态	符号	作用效应的组合情况	
		短期效应组合	长期效应组合
轴向或环向受拉	γ_{zt} 或 $\gamma_{\theta t}$	2.6	8.0
轴向或环向变弯	γ_{zb} 或 $\gamma_{\theta b}$	2.0	2.5

（2）轴向抗压强度设计值：

$$f_{zc} = \gamma_{zct}\frac{f_{zcrk}}{\gamma_{zc}} \tag{13-278}$$

式中 f_{zc}——轴向抗压强度设计值，MPa；

f_{zcrk}——轴向临界屈服强度标准值，MPa；

γ_{zct}——玻璃钢材料轴向受压温度折减系数，见表 13-28；

γ_{zc}——玻璃钢材料轴向受压分项系数，见表 13-29。

$$f_{zcrk} = 0.6\frac{k_n t}{r}\sqrt{E_{zb}E_{\theta c}} \tag{13-279}$$

$$k_n = 1.00 - 0.91(1 - e^{-0.06\sqrt{r/t}}) \tag{13-280}$$

式中 r——玻璃钢内筒半径，m；

t——玻璃钢内筒壁厚，m；

E_{zb}——玻璃钢筒壁轴向弯曲弹性模量，MPa；

$E_{\theta c}$——玻璃钢筒壁环向压缩弹性模量，MPa。

（3）轴向抗弯强度设计值：

$$f_{zb} = \gamma_{zbt}\frac{f_{zbk}}{\gamma_{zb}} \tag{13-281}$$

式中 f_{zb}——轴向抗弯强度设计值，MPa；

f_{zbk}——轴向抗弯强度标准值，MPa；

γ_{zbt}——玻璃钢材料轴向受弯温度折减系数，见表 13-28；

γ_{zb}——玻璃钢材料轴向受弯分项系数，见表 13-29。

（4）环向抗拉强度设计值：

$$f_{\theta t} = \gamma_{\theta tt}\frac{f_{\theta tk}}{\gamma_{\theta t}} \tag{13-282}$$

式中 $f_{\theta t}$——环向抗拉强度设计值，MPa；

$f_{\theta tk}$——环向抗拉强度标准值，MPa；

$\gamma_{\theta tt}$——玻璃钢材料环向受拉温度折减系数，见表 13-28；

$\gamma_{\theta t}$——玻璃钢材料环向受拉分项系数，见表 13-29。

（5）环向抗压强度设计值：

$$f_{\theta c} = \gamma_{\theta ct}\frac{f_{\theta crk}}{\gamma_{\theta c}} \tag{13-283}$$

式中 $f_{\theta c}$——环向抗压强度设计值，MPa；

$f_{\theta crk}$——环向临界屈服强度标准值，MPa；

$\gamma_{\theta ct}$——玻璃钢材料环向受压温度折减系数，见表 13-28；

$\gamma_{\theta c}$——玻璃钢材料环向受压分项系数，见表 13-29。

$$f_{\theta crk} = 0.765\frac{[(E_{zc})^{1/4}(E_{\theta b})^{3/4}](t/r)^{1.5}}{(L_1/r)} \tag{13-284}$$

式中 r——玻璃钢内筒半径，m；

t——玻璃钢内筒壁厚，m；

E_{zc}——玻璃钢筒壁轴向压缩弹性模量，MPa；

$E_{\theta b}$——玻璃钢筒壁环向弯曲弹性模量，MPa；

L_1——玻璃钢内筒加劲肋间距，m。

（6）环向抗弯强度设计值：

$$f_{\theta b} = \gamma_{\theta bt}\frac{f_{\theta bk}}{\gamma_{\theta b}} \tag{13-285}$$

式中 $f_{\theta b}$——环向抗弯强度设计值，MPa；

$f_{\theta bk}$——环向抗弯强度标准值，MPa；

$\gamma_{\theta bt}$——玻璃钢材料环向受弯温度折减系数，见表 13-28；

$\gamma_{\theta b}$——玻璃钢材料环向受弯分项系数，见表 13-29。

2. 许用应变

玻璃钢内筒进行强度计算之后，还须进行应变校核，避免树脂开裂。英国标准规定许用应变为树脂体系的 $0.1\varepsilon_R$ 和内筒材料应变的 0.2%，两者取较小值。其中，ε_R 为树脂体系的断裂应变。乙烯基酯树脂的断裂延伸率在 3%以上，安全起见取 2%，许用应变考虑了大概为 10 的安全系数。依据树脂的断裂延伸率性能得到玻璃钢内筒的许用应变值为 0.2%。

（四）内筒截面应力计算

玻璃钢内筒按应力类型分为：

（1）轴向压应力 σ_{zc}，包括自重 σ_{zc}^{D}，温度 σ_{zc}^{Tm}，σ_{zc}^{TSEC}，风 σ_{zc}^{W}，地震 σ_{zc}^{EQ}；

（2）轴向拉应力 σ_{zt}，包括自重 σ_{zt}^{D}，温度 σ_{zt}^{Tm}，σ_{zt}^{TSEC}，风 σ_{zt}^{W}，地震 σ_{zt}^{EQ}；

（3）轴向弯曲应力 σ_{zb}，包括温度 σ_{zb}^{T}；

（4）环向压应力 $\sigma_{\theta c}$，包括烟气压力 $\sigma_{\theta c}^{CP}$；

（5）环向拉应力 $\sigma_{\theta t}$，包括烟气压力 $\sigma_{\theta t}^{CP}$；

（6）环向弯曲应力 $\sigma_{\theta b}$，包括温度 $\sigma_{\theta b}^{T}$。

1. 自重应力计算

自重产生的轴向应力计算公式为：

$$\sigma_{zc}^{D} = \frac{F_{zc}^{D}}{A},\quad \sigma_{zt}^{D} = \frac{F_{zt}^{D}}{A} \tag{13-286}$$

式中 σ_{zc}^{D}，σ_{zt}^{D}——内筒自重及积灰荷载产生的竖向压应力或竖向拉应力，kN/m²；

F_{zc}^{D}，F_{zf}^{D}——内筒自重及积灰荷载产生的竖向压力（悬挂点以上）或竖向拉力（悬挂点以下），kN；

A——玻璃钢内筒计算截面面积，m^2。

2. 风荷载应力计算

风荷载产生的垂直应力 σ_{zc}^{W} 及 σ_{zt}^{W} 应通过内、外筒联合计算模型得到。

3. 地震作用应力计算

地震作用产生的垂直应力 σ_{zc}^{EQ} 及 σ_{zt}^{EQ} 应通过内、外筒联合计算模型得到。

4. 温度应力计算

温度荷载产生的应力计算公式为：

$$\sigma_{zc}^{Tm}，\sigma_{zt}^{Tm}=0.4E_{zc}\alpha_z\Delta T_m \tag{13-287}$$

$$\sigma_{zc}^{TSEC}，\sigma_{zt}^{TSEC}=0.1E_{zc}\alpha_z\Delta T_g \tag{13-288}$$

$$\sigma_{zb}^{T}=0.5E_{zb}\alpha_z\Delta T_w \tag{13-289}$$

$$\sigma_{\theta b}^{T}=0.5E_{\theta b}\alpha_\theta\Delta T_w \tag{13-290}$$

式中　σ_{zc}^{Tm}，σ_{zt}^{Tm}——筒身弯曲温度应力，MPa；

σ_{zc}^{TSEC}，σ_{zt}^{TSEC}——温度轴向次应力，MPa；

σ_{zb}^{T}——筒壁内外温差引起的轴向温度应力，MPa；

$\sigma_{\theta b}^{T}$——环向温度应力，MPa；

E_{zc}——玻璃钢筒壁轴向拉伸或压缩弹性模量，MPa；

E_{zb}——玻璃钢筒壁轴向弯曲弹性模量，MPa；

$E_{\theta b}$——玻璃钢筒壁环向弯曲弹性模量，MPa；

α_z——玻璃钢筒壁轴向膨胀系数，1/℃；

α_θ——玻璃钢筒壁环向膨胀系数，1/℃；

ΔT_w——玻璃钢筒壁内外温差，℃。

5. 烟气压力应力计算

烟气压力产生的环向应力为：

$$\sigma_{\theta c}^{CP}，\sigma_{\theta t}^{CP}=\frac{P_g r}{t} \tag{13-291}$$

式中　$\sigma_{\theta c}^{CP}$，$\sigma_{\theta t}^{CP}$——烟气压力产生的环向压应力（烟气负压运行）或环向拉应力（烟气正压运行），kN/m^2；

P_g——烟气压力，kN/m^2；

r——玻璃钢内筒半径，m；

t——玻璃钢内筒壁厚，m。

（五）内筒承载力验算

玻璃钢属于脆性材料，玻璃钢内筒承载力验算采用许用应力法。

当内筒的轴向或环向为受拉时需满足公式：

$$\frac{\sigma_{zt}}{f_{zt}}+\frac{\sigma_{zb}}{f_{zb}}\leqslant 1 \tag{13-292}$$

或

$$\frac{\sigma_{\theta t}}{f_{\theta t}}+\frac{\sigma_{\theta b}}{f_{\theta b}}\leqslant 1 \tag{13-293}$$

当内筒的轴向或环向为受压时，需满足公式：

$$\frac{\sigma_{zc}}{f_{zc}}\leqslant 1 \tag{13-294}$$

或

$$\frac{\sigma_{\theta c}}{f_{\theta c}}\leqslant 1 \tag{13-295}$$

当内筒的轴向和环向均为受压时，需满足公式：

$$\frac{\sigma_{zc}}{f_{zc}}+\left(\frac{\sigma_{\theta c}}{f_{\theta c}}\right)^2\leqslant 1 \tag{13-296}$$

（六）环向加劲肋设计

玻璃钢内筒应在外表面设置环向加劲肋，环向加劲肋应沿内筒全高布置。加劲肋的最大间距不应超过1.5倍内筒直径，且不应大于8m。

加劲肋的尺寸应满足下式的要求。

$$E_s I_s\geqslant\frac{PL_1 r^3}{1.15\cdot RF} \tag{13-297}$$

式中　E_s——加劲肋弹性模量，N/m^2；

I_s——加劲肋截面惯性矩，m^4；

P——烟气的外压，N/m^2；

L_1——加劲肋间距，m；

RF——阻抗因子，选弯曲短期阻抗，为0.52。

计算加劲肋的截面时，可以将一部分玻璃钢内筒作为加劲肋的面积，其长度为 $1.56\sqrt{rt}$，但增加的面积不得超过加劲肋的面积。设计加劲肋时还应考虑制作、运输工况，保证玻璃钢内筒的变形满足要求。

（七）玻璃钢内筒振动分析

玻璃钢内筒在烟气作用或风振、地震作用下可能会发生共振现象，因此玻璃钢内筒的自振频率应避开压力振动的频率范围。烟气压力振动的主要频率在1～2Hz之间，故玻璃钢内筒的自振频率不应低于2Hz。

不设加劲肋的内筒的自振频率为

$$f=\frac{t}{2\pi r^2}\sqrt{\frac{3E_\theta^b g}{5\gamma(1-\mu^2)}} \tag{13-298}$$

设加劲肋的内筒的自振频率为

$$f=\frac{3}{\pi R_c^2}\sqrt{\frac{E_\theta^b I_s g}{5L_1\gamma t_e(1-\mu^2)}} \tag{13-299}$$

$$t_e=\frac{W_L}{2\pi r L_L\gamma} \tag{13-300}$$

$$\mu=\sqrt{\mu_{z\theta}\times\mu_{\theta z}} \tag{13-301}$$

式中 f——玻璃钢内筒的自振频率，Hz；

R_c——内筒中心至加劲肋形心的距离，m；

E_θ^b——玻璃钢的环向弯曲模量，N/m²；

I_s——加劲肋的惯性矩，m⁴；

g——重力加速度，m/s²；

L_1——加劲肋间距，m；

γ——玻璃钢的容重，N/m³；

t_e——内筒的等效厚度，m；

μ，$\mu_{z\theta}$，$\mu_{\theta z}$——平均泊松比，环纵向泊松比，纵环向泊松比；

W_L——玻璃钢内筒的总重量（包括内筒及加劲肋），N；

r——玻璃钢内筒的半径，m；

L_L——玻璃钢内筒的总长度，m。

（八）内筒接口连接设计

玻璃钢内筒为分段制作，安装时需每段吊装拼接，可采用承插粘结或平端对接等拼接方式。对于大直径的玻璃钢内筒宜采用平端对接，对接处筒体内外粘结面的宽度及厚度应根据式（13-302）和式（13-303）计算。根据 ASTM D 5364（中文名称：燃煤电厂玻璃纤维增强树脂烟囱设计制造安装标准指南）的推荐意见，接口连接宜采用等强连接，此时，式（13-302）和式（13-303）中的 σ_z^t 应等于 f_{zt} （f_{zt} 为玻璃钢内筒筒体的轴向抗拉强度设计值，MPa。）。平端对接接口示意见图 13-37。

接口补强板的厚度：

$$\frac{\sigma_z^t t}{\Sigma t_k} \leqslant f_z^t, \quad \Sigma t_k \geqslant \frac{\sigma_z^t t}{f_z^t} \tag{13-302}$$

接口所承担的剪切应力为：

$$\tau = \frac{\sigma_z^t t \times 2\pi R}{W \times 2\pi R} \leqslant f_z^v, \quad W \geqslant \frac{\sigma_z^t t}{f_z^v} \tag{13-303}$$

式中 Σt_k——接口连接板的总厚度，mm；

W——接口连接板的宽度，不应小于 400mm；

σ_z^t——接口处玻璃钢内筒的拉应力，MPa；

f_z^t——接口连接板的轴向抗拉强度设计值，MPa；

f_z^v——玻璃钢层间抗剪强度设计值，MPa。

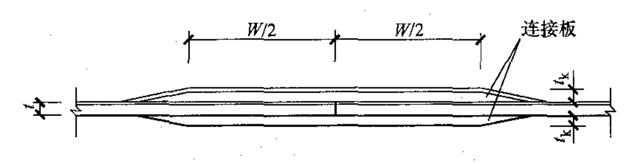


图 13-37　对接接口示意

五、构造要求

（一）支承节点设计

玻璃钢内筒的支承节点采用与内筒整体缠绕的环形倒牛腿支座支承于刚性环梁之上的方式，牛腿的厚度应不小于接口的设计厚度，且厚度与斜边的宽度比应不大于 1/6，牛腿构造要求见图 13-38。刚性环梁使玻璃钢牛腿支座受力均匀，同时环梁与玻璃钢筒壁之间的间隙为玻璃钢的受热膨胀预留了足够的空间。支承牛腿与刚性环梁的连接支承节点构造见图 13-39。

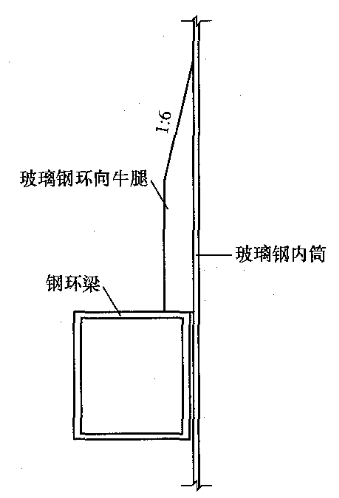


图 13-38　支承牛腿构造

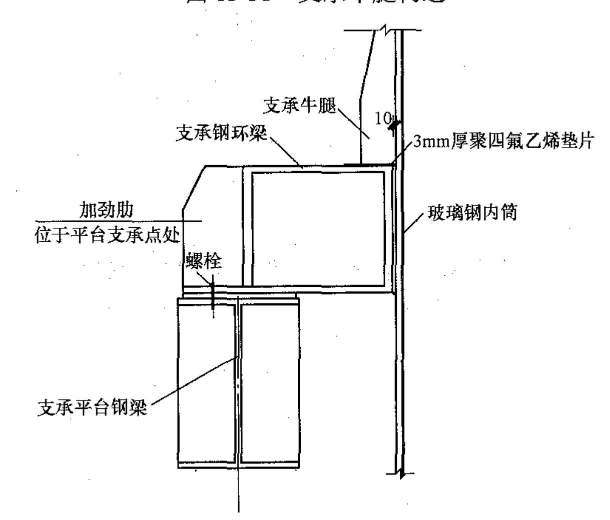


图 13-39　牛腿与刚性环梁的连接节点

（二）止晃装置设计

为确保烟囱内外筒变形协调，玻璃钢内筒应设置横向止晃装置。止晃装置一般以钢平台作支承点，沿内筒环向对称布置 4 个止晃点。由于玻璃钢为脆性材料，不能像钢内筒一样，直接将止晃短柱焊接在玻璃钢内筒上，需要在止晃装置处沿玻璃钢内筒筒身周边设置环向加劲肋。止晃装置间距不宜过大，宜在 30～45m 之间，止晃装置构造见图 13-40。

（三）膨胀节设计

玻璃钢内筒膨胀节要求具有防腐、耐温、密闭、调节变形、承受内外压力的能力，以满足烟囱的各种运行工况不破坏。根据已有工程的成功实践，玻璃钢内筒膨胀节构造可参见图 13-41。

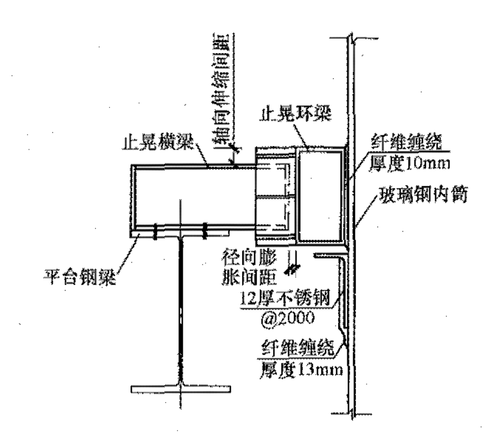


图 13-40　烟囱止晃装置构造图

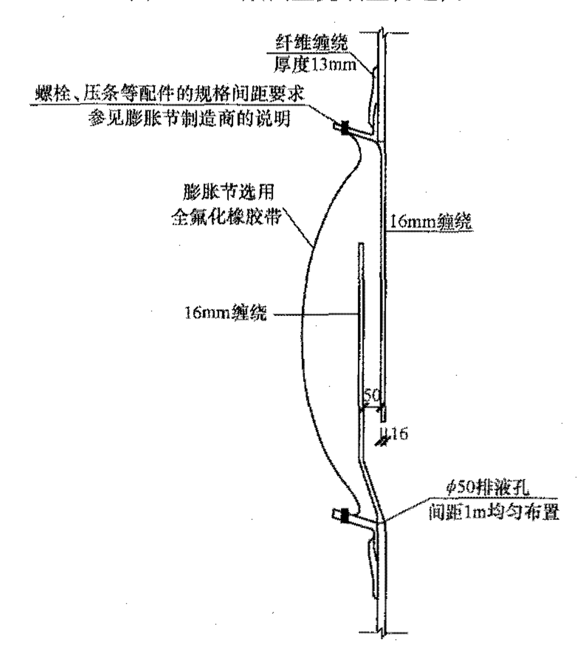


图 13-41 烟囱膨胀节构造图

第五节　烟　道　支　架

一、概述

在火力发电厂里，烟道通常是指锅炉空气余热器出口至烟囱前的烟道，烟道支架是烟道的支承结构。根据烟道的布置位置，烟道支架通常分除尘器进口烟道支架、除尘器出口烟道支架和进烟囱水平烟道支架，如图 13-42 所示。

1. 烟道支架的组成与设计要求

烟道支架是烟道的支承结构。烟道支架一般由烟道支架柱（简称柱）、烟道支架梁（横梁或纵梁简称梁）和基础等组成，如图 13-43 所示。

烟道支架作为支承烟道的构筑物，其构筑物高宽比、支架柱长细比等，都需要满足国家现行规范的要求。

烟道作用于支架上的水平推力，是由于烟道烟气推力和烟道热变形引起的。烟道支架所受的水平推力大小是随烟道变形能力而定的。烟道滑动支座为烟道在某一方向可自由变形，则在自由变形方向上对烟道支架作用的水平力较小；固定支座为烟道任意方向都不能自由变形，其适应烟道变形的能力差，烟道支架承受的水平推力大。

烟道与结构梁的连接支座的型式主要包括固定支座、限位支座、导向支座及滑动支座，详见表 13-30。不同连接方式在烟道支架中布置示意见图 13-44。

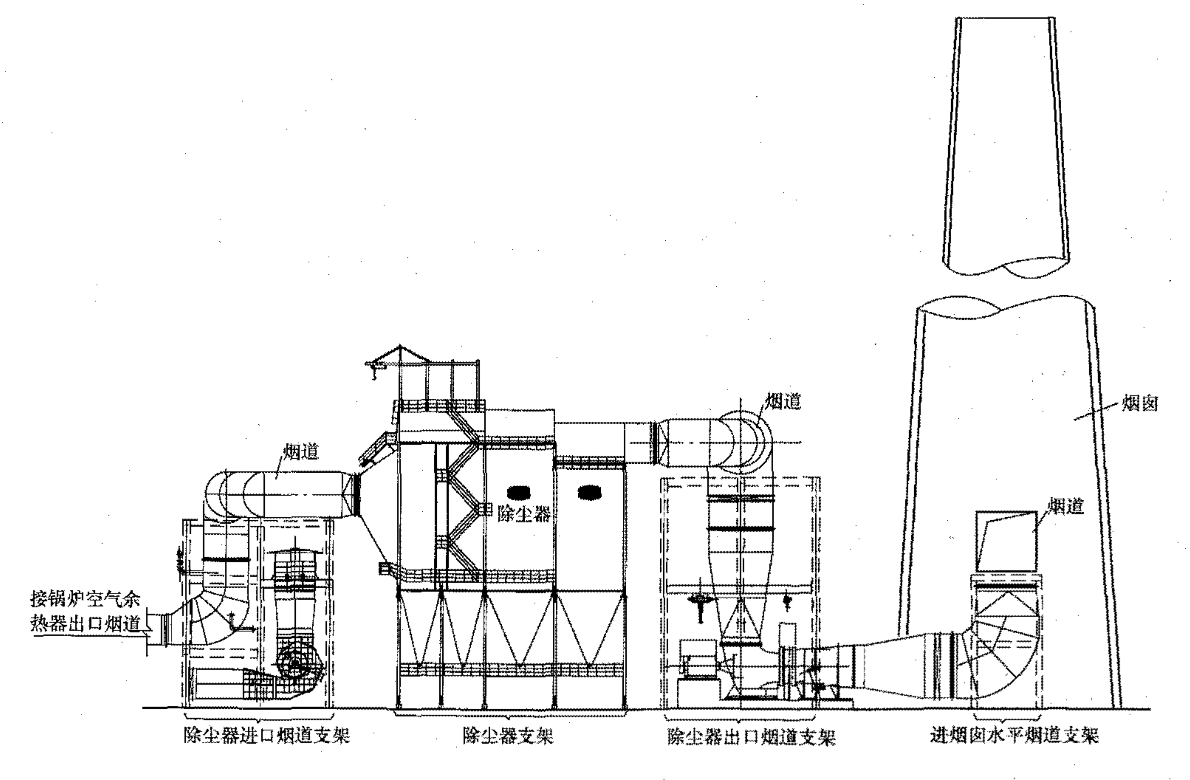


图 13-42　烟道支架布置示意

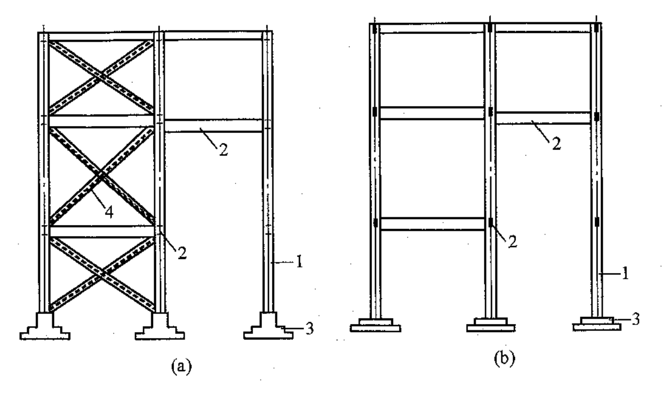


图 13-43 烟道支架组成示意

（a）钢结构烟道支架；（b）钢筋混凝土结构烟道支架

1—支架柱；2—支架梁；3—基础；4—垂直支撑

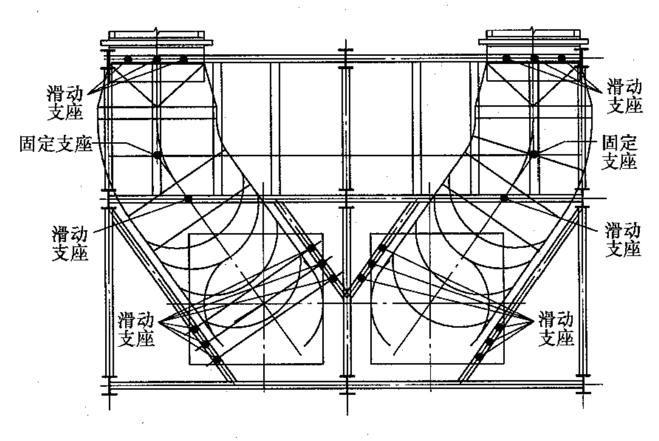


图 13-44 烟道支座布置示意

表 13-30 烟道支座分类

支座分类	使用条件
固定支座	支点不允许有任何方向的位移
限位支座	支点只允许在一个或两个方向有位移
导向支座	支点只允许沿烟道轴向位移
滑动支座	支点有水平位移，但无垂直位移

2. 烟道支架设计的必备资料

（1）工艺资料。设计烟道支架时，工艺专业一般应提交表 13-31 所示的内容资料。

表 13-31 烟道支架设计工艺专业应提资料内容

序号	项目	内容
1	图纸资料	（1）烟道或烟道支架平面布置和必要的纵断面图（包括烟道走向、烟道支座型式、支座位置、平台布置孔洞大小等）。 （2）烟道横断面图（包括烟道外尺寸、烟道立面走向和烟道支架各层顶标高等）
2	烟道荷载	（1）各烟道支座的垂直荷载（包括烟道自重、内衬、保温层、烟道附件和烟道内积灰重等）。 （2）各烟道支座的水平推力（包括烟气推力、摩擦力、烟道补偿器反弹力等）和它的作用方向。 （3）其他荷载（平台上活荷载、预留荷载和检修堆放特殊荷载等）。 （4）烟道荷载的工况（包括烟道各荷载的相容和相斥信息等）
3	其他	（1）烟道支座大小尺寸要求。 （2）其他作用在烟道支架上的荷载和要求等

注 表中内容可根据专业分工不同，参照执行。

（2）工程地质和水文地质资料。根据工程岩土勘测报告和水文气象勘测报告，获取烟道支架所在位置的岩土地质情况、地下水情况、地震基本烈度、场地类别及设计基本风压等资料。当地基需要处理时还需要本工程的试桩报告或复合地基试验报告。

（3）总图资料，包括总平面布置图和竖向图。

（4）当与其他基础联合布置时，还应有相关的建筑资料。

二、荷载

（一）基本规定

烟道支架的荷载按专业可分为两部分：工艺荷载和结构荷载。工艺荷载指的是工艺专业提供的资料中所包含的荷载，而结构荷载指的是除工艺专业提供的资料外结构专业自身还需考虑的荷载。

（二）结构荷载

永久荷载：结构本身的自重。

结构风载：结构本身的风载。对于烟道支架无围护结构的时候，受风面较小，可根据需要确定是否考虑。

地震作用：根据 GB 50011《建筑抗震设计规范》计算确定。

对于设有通行或检修平台的烟道支架，其平台活荷载标准值按工艺专业提供的资料取值。若工艺专业未提供资料，则可按照 DL/T 5121—2000《火力发电厂烟风煤粉管道设计技术规程》第 4.1.26 条的规定取值：“通行平台活荷载标准值按 2kN/m^2，检修平台活荷载标准值按 4kN/m^2 设计。”

（三）工艺荷载

烟道传给结构的荷载根据荷载作用方向则可分为垂直荷载和水平荷载。

1. 垂直荷载

一般由工作荷载和附加荷载的垂直分量两部分组成。垂直荷载的计算公式按照 DL/T 5121—2000《火力发电厂烟风煤粉管道设计技术规程》表 10.3.1 为：

$$F_z=K_sF_g+F_{fz}+F_{nz}+F_{tz} \tag{13-304}$$

式中 F_z——垂直荷载；

K_s——工作荷载修正系数（其主要是考虑烟道壁厚偏差、保温结构容重偏差、安

装误差、荷载分配不准的误差和支吊架结构自重对工作荷载的影响），一般取 1.4；

F_g——工作荷载；

F_{fz}——附加荷载的垂直分量；

F_{nz}——内压推力引起的垂直荷载，仅用于垂直烟道（内压推力指烟道内压作用于补偿器截面上的内压轴向推力，俗称盲板力，一般存在于烟道拐弯附近的固定支座处。一般的金属波形补偿器和非金属织物补偿器都存在内压推力，而压力平衡式波纹补偿器则无内压推力，且弹性反力小）；

F_{tz}——弹性反力引起的垂直荷载，仅用于垂直烟道（弹性反力指补偿器因热胀冷缩位移引起的弹性轴向推力，一般存在于烟道拐弯附近的固定支座处。当采用金属波形补偿器时，则存在弹性反力，而当采用非金属织物补偿器时则无弹性反力）。

从上式可以看出，垂直荷载中不应包含烟道地震垂直力。工艺专业所提供资料中的地震作用一般可忽略，而是由结构专业自己根据垂直荷载按照 GB 50011《建筑抗震设计规范》等计算地震作用。

对于垂直烟道，由于内压推力及弹性反力将引起垂直荷载而非水平荷载，故垂直荷载中除了包含工作荷载和附件荷载外，还应包含内压推力和弹性反力。

水平烟道垂直荷载主要由工作荷载和附加荷载组成，其中附加荷载中的积灰荷载所占的比例较大。工作荷载与积灰荷载的比值大致在 1:2～1:5 左右，但不同的工程和不同烟道支架，两者的比值差别较大，一般除尘器前烟道支架比除尘器后烟道支架大。

积灰荷载工艺专业一般按照 DL/T 5121—2000《火力发电厂烟风煤粉管道设计技术规程》的附录 F 计算。其积灰高度一般按下面的规定确定：

（1）除尘器前水平烟道的积灰高度规定。按锅炉允许经常运行的低负荷，并保持烟道内烟气流速为 8m/s 时，所剩余的截面作为积灰截面计算，其积灰截面高度即为积灰高度。

（2）除尘器后水平烟道的积灰高度规定。包含烟囱进口烟道，根据除尘方式，按下列条件近似确定：

1）高效率（如电气、布袋）除尘器，取 1/6 烟道高度；圆形管道取 1/6 流通截面积。

2）低效率（如多管式、文丘里水膜式）除尘器，取 1/4 烟道高度；圆形管道取 1/4 流通截面积。

对于除尘器前水平烟道，其积灰高度计算中的“按锅炉允许经常运行的低负荷”这个取值受不同的炉型、不同的煤种影响较大，导致其积灰高度差异较大，从而影响到积灰荷载。

对于除尘器后水平烟道，其积灰荷载的取值有三个特点：①机组或烟道截面大小不同，则积灰量随之不同；②按截面高度份额确定积灰高度，其实则与流速有关；③其积灰荷载与 DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规定》中的数值基本一致。

灰的密度取值也会影响到积灰荷载的大小，其取值一般应按试验数据或同煤种工程实测数据采用。当无依据时则会采用浮动较大的近似数据。

2. 水平荷载

水平荷载应包含风荷载、地震作用及水平方向的摩擦力、内压推力、弹性反力。摩擦力指烟道因热胀冷缩与支架出现相对位移，从而产生的摩擦力。部分工程工艺专业资料提取时，进一步将摩擦力细分为作用于滑动等活动支座上的摩擦力和作用于固定支座上的摩擦反力。固定支座上的摩擦反力等于其两侧活动支座上摩擦力的总和，方向相反。

（四）荷载效应组合

1. 组合工况

烟道运行工况一般可分为四种：启动工况；停机工况；正常运行工况；停止运行工况。在工艺专业提供的资料中，这四种工况的名称有时不尽相同，但其各自对应的工况状态是相同的。

（1）启动工况：从冷态到热态，瞬态。该工况下，垂直荷载和水平荷载均存在。水平荷载包含烟气内压推力、摩擦力、摩擦反力和弹性反力。

（2）停机工况：从热态到冷态，瞬态。该工况下，垂直荷载和水平荷载均存在。水平荷载中的摩擦力及摩擦反力大小与启动工况相同，方向与启动工况相反，其余荷载同启动工况。

（3）正常运行工况：稳定运行状态，稳态。该工况下，除摩擦力及摩擦反力不存在外，其余荷载均存在且同启动工况。

（4）停止运行工况：停止运行状态，暂态。该工况下，除摩擦力、摩擦反力、内压推力及弹性反力不存在外，其余荷载均存在且同启动工况。该工况通常对应机组停止运行后进行检修的状态，即便对于未设检修起吊轨道的烟道支架，该工况也是存在的。

设计烟囱支架结构时，可按表 13-32 进行荷载组合，并取其最不利组合进行烟道支架结构设计。

对于启动（冷态到热态）及停机（热态到冷态）运行两种烟道工况，持续时间短，可考虑为瞬时状态，与地震设计状况不同时作用。

表 13-32 荷 载 工 况

序号	烟道运行状态	荷载		内容
1	启动/停机工况	垂直荷载	永久荷载	结构荷载：结构自重 工艺荷载：工作荷载（烟道自重、内衬和保温层自重、烟道附件自重等）
			活荷载	结构荷载：烟道支架平台上活荷载。 工艺荷载：附加荷载的垂直分量（积灰荷载、烟道上走道平台的活荷载、烟道冰雪荷载产生的垂直分量；对垂直烟道还应包含内压推力及弹性反力将引起垂直荷载）
		水平荷载	活荷载	工艺荷载：附加荷载的水平分量（烟道冰雪荷载产生的水平分量、摩擦力、内压推力、弹性反力）
			风荷载	结构荷载：结构本身的风荷载。 工艺荷载：烟道的风荷载
2	正常运行工况	垂直荷载	永久荷载	结构荷载：结构自重 工艺荷载：工作荷载（烟道自重、内衬和保温层自重、烟道附件自重等）
			活荷载	结构荷载：烟道支架平台上活荷载。 工艺荷载：附加荷载的垂直分量（积灰荷载、烟道上走道平台的活荷载、烟道冰雪荷载产生的垂直分量；对垂直烟道还应包含内压推力及弹性反力将引起垂直荷载）
		水平荷载	活荷载	工艺荷载：附加荷载的水平分量（烟道冰雪荷载产生的水平分量、内压推力、弹性反力）
			风荷载	结构荷载：结构本身的风荷载。 工艺荷载：烟道的风荷载
			地震荷载	根据 GB 50011《建筑抗震设计规范》等进行计算
3	停止运行工况	垂直荷载	永久荷载	结构荷载：结构自重。 工艺荷载：工作荷载（烟道自重、内衬和保温层自重、烟道附件自重等）
			活荷载	结构荷载：烟道支架平台上活荷载。 工艺荷载：附加荷载的垂直分量（积灰荷载、烟道上走道平台的活荷载、烟道冰雪荷载产生的垂直分量）、检修荷载
		水平荷载	活荷载	工艺荷载：附加荷载的水平分量（烟道冰雪荷载产生的水平分量）
			风荷载	结构荷载：结构本身的风荷载。 工艺荷载：烟道的风荷载
			地震荷载	根据 GB 50011《建筑抗震设计规范》等进行计算

2. 烟道支架荷载代表值

烟道支架结构设计时，应采用标准值作为荷载的基本代表值。工艺专业提供的烟道荷载（包括垂直荷载及水平荷载），均作为荷载标准值考虑。

3. 荷载分项系数及组合系数

（1）永久荷载的分项系数：

当其效应对结构不利时，取 1.2；

当其效应对结构有利时，取 1.0；

对永久荷载效应控制时，取 1.35。

（2）活荷载的分项系数一般情况下取 1.2～1.4。

（3）活荷载组合系数一般情况下取 0.7。

三、钢筋混凝土烟道支架结构计算

1. 一般简述

钢筋混凝土烟道支架结构按弹性体系计算内力。

烟道支架所有结构构件均应进行承载能力极限状态和正常使用极限状态设计。

烟道支架结构受力较复杂，不论是烟道支架柱、烟道支承梁和基础等，通常均为双向受力构件，但在某些情况下，根据设计经验，可简化计算。

2. 计算简图和荷载计算

（1）钢筋混凝土烟道支架的计算简图如图 13-45 所示。

（2）荷载计算。

1）烟道支架承受的水平推力 P，属于工艺荷载，通常由工艺专业提供。

2）烟道风荷载 W_k，属于工艺荷载，通常由工艺专业提供。

3）烟道垂直荷载 G，属于工艺荷载，通常由工艺专业提供。

4）烟道支架风荷载 w_z 按式（13-305）计算：

$$w_z=\mu_z\mu_s w_0 b \tag{13-305}$$

式中 w_z——烟道支架梁或柱风荷载；

μ_z——风压高度变化系数，按 GB 50009《建筑结构荷载规范》确定；

μ_s——烟道支架风荷载体型系数，每根梁柱可近似取 1.3；

w_0——基本风压值；

b——迎风面的烟道支架梁高或柱（宽/高）尺寸。

3. 内力分析

钢筋混凝土烟道支架柱按垂直荷载和水平荷载作用下进行内力分析。

钢筋混凝土烟道支架梁按竖向力作用下的平面内弯矩、水平推力作用下的平面外弯矩和水平推力作用下的平面外扭矩进行内力分析。

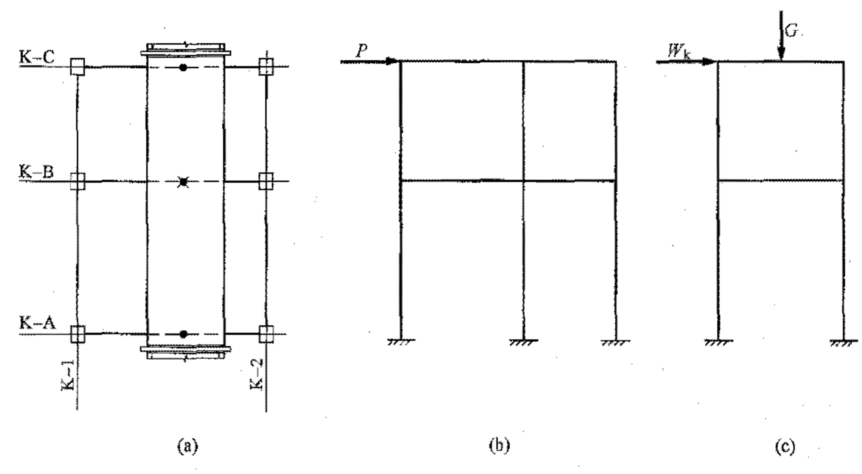


图 13-45　钢筋混凝土烟道支架的计算简图
（a）平面图；（b）纵向框架（K-1）；（c）横向框架（K-B）

4. 承载力计算

钢筋混凝烟道支架构件承载力计算，可按表 13-33 要求进行。

表 13-33　钢筋混凝土烟道支架构件承载力计算

项目	内　容
烟道支架柱	（1）按双向偏心受压（拉）构件进行承载力计算。 （2）可按有关规定进行计算长度及长细比的计算
烟道支架梁	按双向受弯构件进行承载力计算，对设固定点的梁尚应验算受扭承载力

5. 正常使用极限状态验算

混凝土构件正常使用极限状态应按国家现行规范 GB 50010《混凝土结构设计规范》有关规定执行。

四、钢结构烟道支架计算

1. 一般简述

钢结构烟道支架按弹性体系计算内力。

烟道支架所有结构构件均应进行承载力计算，并进行变形（挠度和侧移）验算。

根据工艺专业提供的烟道位置进行结构梁、柱、垂直支撑和水平支撑的布置。钢结构烟道支架主要是由横向结构和纵向结构体系构成，通常有双向纯框架结构体系、横向框架（梁柱刚接）+纵向排架（梁柱铰接+纵向垂直支撑）、双向排架（梁柱铰接+双向垂直支撑）等类型。钢结构烟道支架见图 13-46。

2. 计算简图和荷载计算

（1）钢结构烟道支架的计算简图。双向纯框架结构钢烟道支架计算简图见图 13-47。

横向梁柱刚接，纵向梁柱铰接+纵向垂直支撑结构钢烟道支架计算简图见图 13-48。

双向梁柱铰接+双向垂直支撑结构钢烟道支架计算简图见图 13-49。

（2）荷载计算。同钢筋混凝土结构烟道支架荷载计算。

3. 内力分析

钢结构烟道支架柱按垂直荷载及水平荷载作用下进行内力分析。

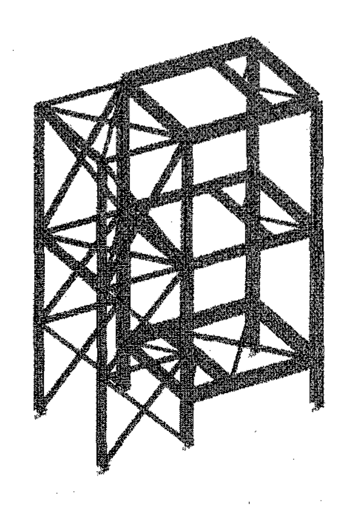


图 13-46　钢结构烟道支架

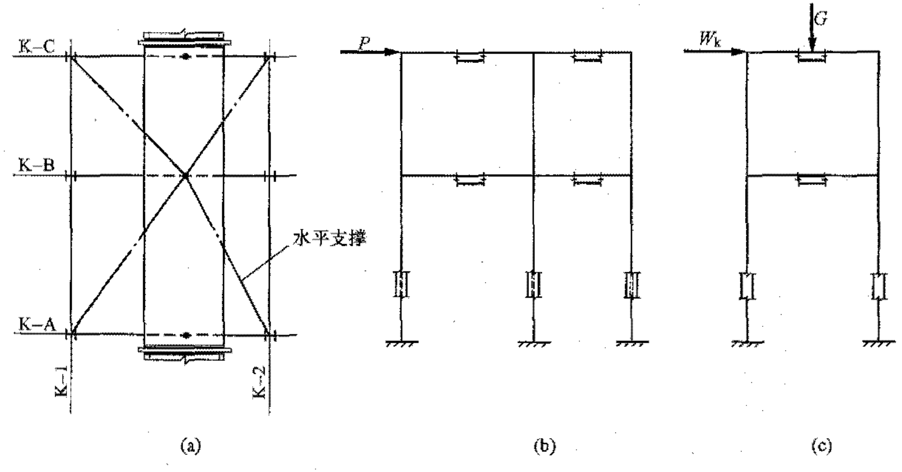


图 13-47　双向纯框架结构钢烟道支架的计算简图
（a）平面图；（b）纵向框架（K-1）；（c）横向框架（K-B）

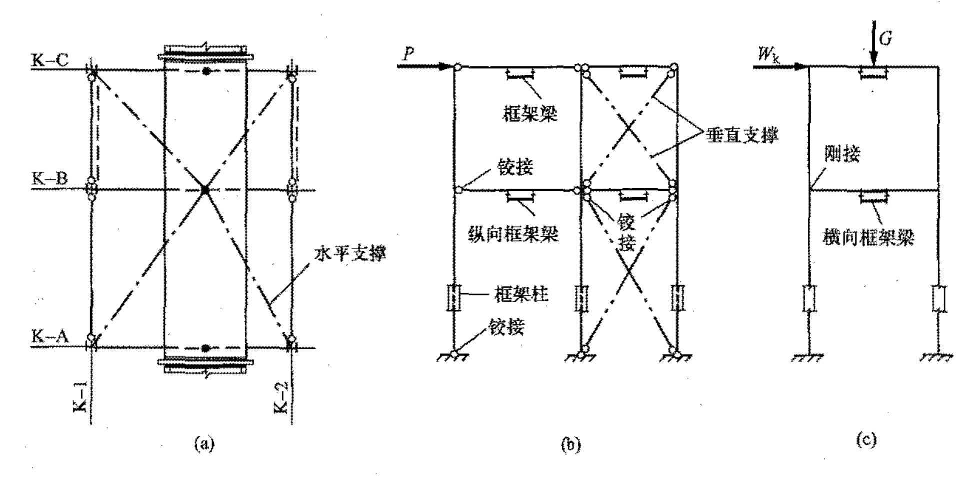


图 13-48 横向梁柱刚接+纵向梁柱铰接+纵向垂直支撑结构的钢烟道支架计算简图
（a）平面图；（b）纵向框架（K-1）；（c）横向框架（K-B）

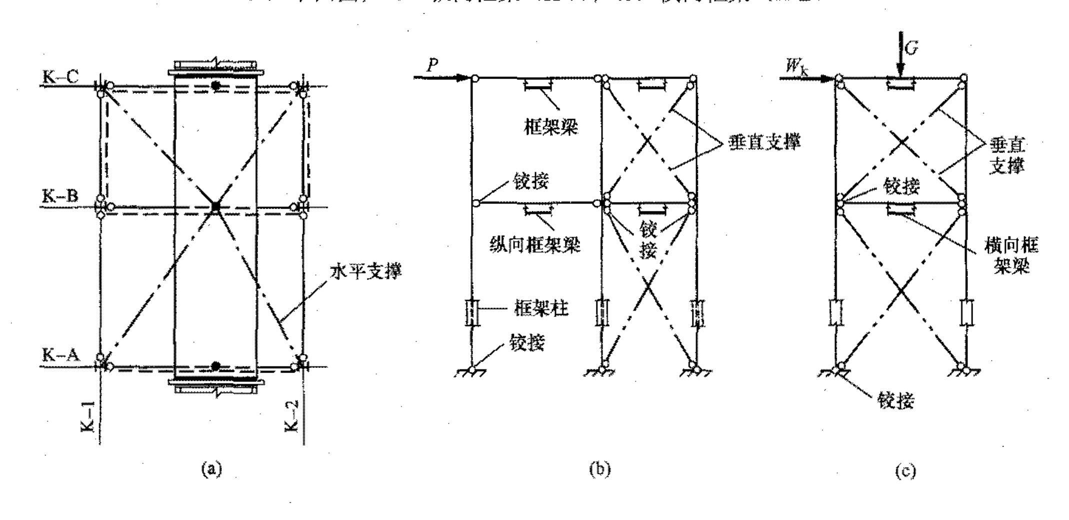


图 13-49 双向梁柱铰接+双向垂直支撑结构的钢烟道支架计算简图
（a）平面图；（b）纵向框架（K-1）；（c）横向框架（K-B）

钢结构烟道支架梁进行竖向力作用下的平面内弯矩和水平推力作用下的平面外弯矩进行内力分析。对水平推力作用下的平面外扭矩，应采取措施尽量避免，如避免不了则应进行水平推力作用下的平面外扭矩内力分析。

4. 承载力计算

钢筋混凝烟道支架构件承载力计算，可按表 13-34 要求进行。

表 13-34 钢烟道支架构件承载力计算

项目	内　容
烟道支架柱	（1）按双向偏心受压（拉）构件进行承载力计算。 （2）整体和局部稳定计算。 （3）可按有关规定进行计算长度及长细比的计算
烟道支架梁	1. 仅受弯时 （1）按双向受弯构件进行承载力计算； （2）构件整体和局部稳定计算。 2. 弯矩和轴力共同作用时 （1）按双向受弯构件进行承载力计算，同时按双向偏心受压（拉）构件进行承载力计算； （2）构件整体和局部稳定计算

5. 正常使用极限状态验算

钢结构构件正常使用极限状态应按国家现行规范 GB 50017《钢结构设计规范》有关规定执行。

五、烟道支架结构抗震设计

（一）一般规定

一般在 6 度区及以下，可不做抗震验算，但应满足抗震构造要求。7 度区及以上应作抗震验算，且应满足抗震构造要求。

1. 抗震等级

烟道支架结构的抗震等级按 GB 50260《电力设施抗震设计规范》及 GB 50191《构筑物抗震设计规范》相关规定划分。

2. 烟道支架的重力荷载代表值

烟道支架的重力荷载代表值见表 13-35。

表 13-35　烟道支架重力荷载代表值

序号	项　目	内　容
1	永久荷载	（1）结构荷载：结构自重，可采用自重标准值的 100%。 （2）工艺工作荷载：烟道自重、内衬和保温层自重、烟道附件，可采用自重标准值的 100%
2	可变荷载	（1）结构荷载：烟道支架平台，可取用活荷载标准值的 50%。 （2）工艺荷载：积灰荷载，可取用积灰荷载标准值的 70%；烟道上走道平台，可取用活荷载标准值的 50%。 （3）冰雪荷载标准值的 50%

（二）地震作用计算

1. 计算规定

烟道支架结构宜按多质点空间结构体系计算地震作用，且应符合下列规定：

（1）质点宜设置在梁柱轴线交点、牛腿、柱顶、柱上变截面处和柱上集中荷载处。

（2）可采用振型分解反应谱法。

（3）钢筋混凝土结构，计算的结构自振周期可根据工程经验或实际情况进行调整。

2. 地震影响系数

应根据烈度、场地指数和结构自振周期按 GB 50011《建筑抗震设计规范》规定采用。

3. 地震作用和作用效应

钢筋混凝土结构烟道支架应按空间结构模型计算地震作用，地震作用和作用效应应按 GB 50011《建筑抗震设计规范》计算。

钢结构烟道支架的地震作用和作用效应除按 GB 50011《建筑抗震设计规范》计算外，在进行地震作用计算时，模型中的框架柱和梁的变形和刚度的计算应符合下列规定：

（1）对实腹式柱，应计入弯曲变形；对于 $H_a/h \leq 4$ 的短柱（H_a 为柱净高，h 为沿验算平面的柱截面高度），尚应计入剪切变形。

（2）对实腹式梁，应计入弯曲变形；对于 $l_a/h \leq 4$ 的短梁（l_a 为梁净跨长，h 为梁的截面高度），也应计入剪切变形。

（3）地震作用计算时框架梁的截面惯性矩可按下列规定计算：

1）楼板为钢铺板时，可直接采用钢梁截面惯性矩 I_G；

2）楼板为压型钢板且上铺混凝土现浇层，且于框架梁有可靠连接时，框架主梁可采用 $2I_G$；

3）对钢一混凝土组合楼盖，可采用梁板组合截面的惯性矩 I_C，其现浇混凝土板的有效宽度可按下式中的最小值采用：

$$b_e = L/3 \tag{13-306}$$

$$b_e = b_0 + 12h_c \tag{13-307}$$

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \tag{13-308}$$

式中　b_e——现浇混凝土板的有效宽度；

L——钢梁的跨度；

b_0——钢梁上翼缘的宽度；

h_c——混凝土板的厚度；

b_1，b_2——分别为两次相邻钢梁净间距的 1/2，且不应大于混凝土板的实际外伸宽度。

根据 GB 50191—2012《构筑物抗震设计规范》第 7.3.2 条规定，钢结构烟道支架中，属于下表中所列的结构构件及其连接的地震作用效应，应乘以表 13-36 中规定的增大系数进行调整。

表 13-36　地震作用效应增大系数

序号	结构或构件		增大系数
1	框架的角柱，两个方向均设支撑的共用柱		1.3
2	框架中的转换梁		1.2
3	框架结构的柱间支撑	交叉形支撑、单斜杆支撑	1.2
		人字形支撑、门形支撑	1.3

注　框架结构的柱间支撑仅指中心支撑，不含偏心支撑。

（三）截面抗震验算

1. 地震作用效应与其他荷载效应的基本组合

地震作用效应与其他荷载效应的基本组合，可按下列公式计算：

$$S = \gamma_G S_{Gr} + \gamma_{Eh} S_{Ek} + \gamma_{EV} S_{EVk} \tag{13-309}$$

式中　S——结构构件内力组合的设计值；

γ_G——重力荷载分项系数（一般情况下应采用 1.2；当重力荷载效应对构件承载能力有利时，宜采用 1.0；当验算结构抗倾覆或抗滑时，宜采用 0.9）；

S_{Gr}——重力荷载代表值；

γ_{Eh}，γ_{EV}——分别为水平、竖向地震作用分项系数，可按表 13-37 取用；

S_{Ek}——水平地震作用标准效应；

S_{EVk}——竖向地震作用标准效应。

表 13-37　地震作用分项系数

地震作用	γ_{Eh}	γ_{EV}
仅计算水平地震作用	1.3	0.0
仅计算竖向地震作用	0.0	1.3

续表

地震作用	γ_{Eh}	γ_{EV}
同时计算水平与竖向地震作用（水平地震为主）	1.3	0.5
同时计算水平与竖向地震作用（竖向地震为主）	0.5	1.3

2. 烟道支架结构构件截面抗震验算

烟道支架结构构件截面抗震验算，应符合下列公式要求：

$$S \leqslant R/\gamma_{RE} \tag{13-310}$$

式中　R——结构构件正常荷载作用下承载力设计值；

γ_{RE}——承载力抗震调整系数，可按表13-38采用。

表13-38　承载力抗震调整系数

序号	材料	结构构件	受力状态	γ_{RE}
1	钢	柱，梁，支撑，节点板件，螺栓，焊缝	强度	0.75
2		柱，支撑	稳定	0.80
3	钢筋混凝土	梁	受弯	0.75
4		轴压比小于0.15的柱	偏压	0.75
5		轴压比不小于0.15的柱	偏压	0.80
6		抗震墙	偏压	0.85
7		各类构件	受剪、偏拉	0.85

注　当仅按竖向地震作用计算时，结构构件承载力的抗震调整系数可采用1.0。

3. 节点抗震验算

所有结构构件节点的抗震设计验算，应按现行国家规范GB 50011《建筑抗震设计规范》有关规定执行。

六、烟道支架结构构造

1. 钢筋混凝土烟道支架结构构造

钢筋混凝土烟道支架结构构造应满足GB 50010《混凝土结构设计规范》、GB 50011《建筑抗震设计规范》和GB 50191《构筑物抗震设计规范》的相关规定。

2. 钢结构烟道支架结构构造

钢结构烟道支架结构构造应满足GB 50017《钢结构设计规范》、GB 50011《建筑抗震设计规范》和GB 50191《构筑物抗震设计规范》的相关规定。

第六节　计　算　算　例

一、烟囱钢筋混凝土外筒计算算例

（一）基本资料

某工程为2台600MW机组，烟囱选用一座240m高双钢内筒多管式烟囱。钢筋混凝土外筒高度H=235m，筒首外直径18.5m，壁厚0.35m，底部外直径26.90m，壁厚0.65m。外筒坡度标高0.000～100.000为3.0%、100.000～180.000为1.5%、180.000～235.000为0.0%。在钢筋混凝土外筒内布置两个直径7.3m等直径钢排烟筒，高240m，筒壁厚度分别为12(35.250～62.000)、10（62.000～221.000）、16（221.000～232.000）、10mm（232.000～240.000）。在36.000、55.000、60.000、90.000、120.000、175.00、225.000m布置了七层钢平台和标高233.000m处混凝土平台(图13-50)。钢排烟筒为分段悬挂式。

基本风压值w_0=0.5kN/m^2，地面粗糙度按B类考虑。正常运行烟气温度为50℃，非正常工况为100℃。并考虑基础倾斜值0.002，日照温差为40℃。混凝土强度等级为C35和C40，钢筋选用HRB335钢筋。抗震设防烈度6度；建筑场地土类别Ⅰ$_1$类，设计地震分组为第一组。夏季极端最高温T_a=42℃；冬季极端最低温T_a=−4.0℃。

计算程序采用钢筋混凝土烟囱专业软件进行结构计算。

（二）材料选择及计算指标

C35轴心抗压强度标准值f_{ck}=23.4N/mm^2；

C35轴心抗压强度设计值f_c=16.7N/mm^2；

C35轴心抗拉强度标准值f_{tk}=2.20N/mm^2；

C35轴心抗拉强度设计值f_t=1.57N/mm^2；

C40轴心抗压强度标准值f_{ck}=26.8N/mm^2；

C40轴心抗压强度设计值f_c=19.1N/mm^2；

C40轴心抗拉强度标准值f_{tk}=2.39N/mm^2；

C40轴心抗拉强度设计值f_t=1.71N/mm^2；

弹性模量E_c=3.0×10^{4}N/mm^2；

温度线膨胀系数α_c=1×10^{-5}/℃；

重力密度24kN/m^3；

HRB335抗拉强度标准值f_{yk}=335N/mm^2；

HRB335抗拉强度设计值f_y=310N/mm^2。

（三）钢筋混凝土外筒截面竖向荷载计算

1. 钢筋混凝土外筒及平台竖向荷载

钢筋混凝土外筒竖向荷载包括钢筋混凝土外筒自重、钢平台自重，以及平台上的活荷载。荷载计算见表13-39～表13-41。

标高 (m)	筒壁外半径 (mm)	筒壁内半径 (mm)	壁厚 (mm)	混凝土强度等级	坡度
235.000	9250	8900	350	C35	i=0.000
233.000	9250	8900	350		
225.000	9250	8900	350		
200.000	9250	8900	350		
		8850	400		
180.000	9250	8850	400		
175.000	9325	8800	450		i=0.015
		8875	450		
160.000	9550	9100	450		
		9050	500		
150.000	9700	9200	500		
120.000	10150	9650	500		
		9600	550		
100.000	10450	9900	550		
90.000	10750	10200	550	C40	i=0.030
85.000	10900	10350	550		
80.000	11050	10500	550		
		10450	600		
70.000	11350	10750	600		
60.000	11650	11050	600		
55.000	11800	11200	600		
54.000	11830	11230	600		
36.000	12370	11770	600		
35.000	12400	11800	600		
		11750	650		
20.000	12850	12200	650		
10.000	13150	12500	650		
±0.000	13450	12800	650		

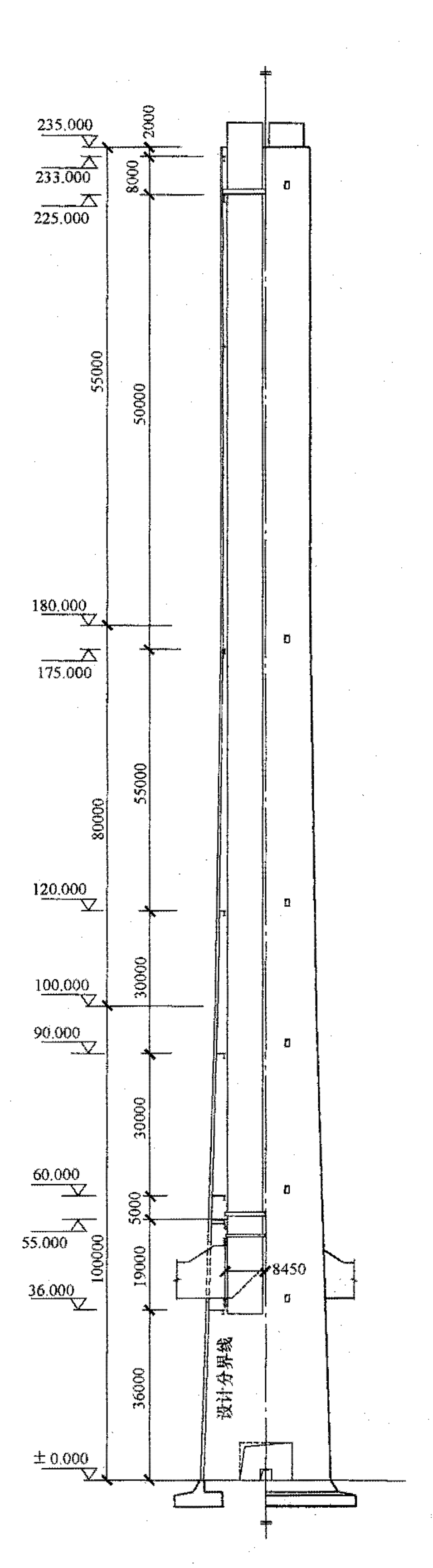


图 13-50 烟囱布置简图

表 13-39 钢筋混凝土外筒自重

区间标高（m）	筒壁体积（m³）	筒壁重量（kN）
233.000～235.000	34.31	823
225.000～233.000	137.23	3293

续表

区间标高（m）	筒壁体积（m³）	筒壁重量（kN）
220.000～225.000	85.77	2058
200.000～220.000	399.14	9579

续表

区间标高（m）	筒壁体积（m^3）	筒壁重量（kN）
180.000～200.000	454.9	10918
175.000～180.000	128.12	3075
160.000～175.000	390.72	9377
150.000～160.000	294.53	7069
135.000～150.000	450.62	10815
120.000～135.000	461.23	11069
100.000～120.000	692.88	16629
90.000～100.000	356.81	8563
85.000～90.000	182.29	4375
72.500～85.000	508.35	12200
60.000～72.500	526.02	12625
53.500～60.000	280.52	6732
50.300～53.500	139.86	3357
37.700～50.300	456.1	10946
35.000～37.700	122.75	2946
17.500～35.000	881.78	21163
0.000～17.500	873.96	20975
总　计	7858	188589

表 13-40　　各平台自重

标高（m）	平台梁自重（kN）	铺板自重（kN）	钢楼梯恒荷载（kN）	恒荷载（kN）
35.000	350	70	42	462
55.000	627	313	24	964
60.000	150	50	12	212
90.000	150	50	36	236
120.000	150	50	36	236
175.000	150	50	30	230
225.000	671	168	30	869
233.000	252	1007	12	1271

表 13-41　　各平台活荷载

标高（m）	平台实际面积（m^2）	平台活荷载（kN/m^2）	钢楼梯活荷载（kN）	活荷载（kN）
35.000	140	3	73.5	494
55.000	313	7	42	2236
60.000	100	3	21	321
90.000	100	3	63	363
120.000	100	3	63	363
175.000	100	3	52.5	353
225.000	168	11	52.5	1899
233.000	168	7	21	1196

2. 内筒竖向荷载

钢内筒悬挂在相应平台上，内筒荷载作用在平台标高处，包括内筒自重、保温层及固定钢板网、积灰等荷载；支承水平烟道的平台还应包括工艺水平烟道传来的集中荷载和水平荷载，该荷载一般由工艺专业提供。经计算（过程略），各层荷载如下：

1）平台 55m 层内筒竖向荷载

恒载：G=1095kN

活载：Q=201kN

2）平台 225m 层内筒竖向荷载

恒载：G=5552kN

活载：Q=1307kN

3. 烟道接口处荷载

1）通常接入烟囱的烟道在烟囱混凝土外筒内对应平台上设有支承点，承担水平烟道传递竖向和水平荷载，该部分荷载一般由工艺专业提供。

标高 35m 平台处，两侧烟道共传来 1700kN 竖向荷载。

2）膨胀节以下附件竖向荷载：

内筒导烟板（含加劲肋）竖向恒荷载，G=126kN

内筒导烟板积灰荷载竖向活荷载：Q=126kN

（四）钢筋混凝土外筒风荷载计算

1. 风压高度变化系数

因地面粗糙度为 B 类，根据 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》中 8.2.1 条可得到风压高度变化系数 μ_z。

2. 风荷载体型系数

根据 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》中 8.3 节，风荷载体型系数 μ_s=0.60。

3. 风振系数

根据 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》中 8.4 节，计算风振系数 β_z。

4. 风荷载标准值

$$W_k=\beta_z\mu_s\mu_z wA$$

式中　A——受风面积；

w——1.1 倍基本风压 w_0。

外筒各标高处顺风向风荷载见表 13-42。

表 13-42　　外筒各标高处顺风向风荷载计算

截面标高（m）	风压高度变化系数 μ_z	风荷载体型系数 μ_s	风振系数 β_z	基本风压 w_0（kN/m²）	受风面积（m²）	风力（kN）
235.000	2.7463	0.6	1.4952	0.5	18.5	25.07
233.000	2.7388	0.6	1.4897	0.5	92.5	124.54
225.000	2.7083	0.6	1.4675	0.5	120.25	157.72
220.000	2.6889	0.6	1.4535	0.5	231.25	298.25
200.000	2.6081	0.6	1.3960	0.5	370	444.55
180.000	2.5217	0.6	1.3379	0.5	231.25	257.46
175.000	2.4990	0.6	1.3260	0.5	186.5	203.94
160.000	2.4284	0.6	1.2895	0.5	238.75	246.72
150.000	2.3788	0.6	1.2647	0.5	242.5	240.75
135.000	2.2999	0.6	1.2272	0.5	297.75	277.33
120.000	2.2148	0.6	1.1900	0.5	355.25	308.98
100.000	2.0893	0.6	1.1428	0.5	313.5	247.01
90.000	2.0200	0.6	1.1226	0.5	161.25	120.67
85.000	1.9834	0.6	1.1127	0.5	190.75	138.92
72.500	1.8850	0.6	1.0888	0.5	281.88	190.91
60.000	1.7742	0.6	1.0665	0.5	221.35	138.22
53.500	1.7103	0.6	1.0556	0.5	114.9	68.46
50.300	1.6769	0.6	1.0505	0.5	188.67	109.68
37.700	1.5291	0.6	1.0319	0.5	188.48	98.14
35.000	1.4931	0.6	1.0283	0.5	250.48	126.91
17.500	1.1961	0.6	1.0092	0.5	452.38	180.20
0.000	1.0000	0.6	1.0000	0.5	235.38	77.68

各标高处横向风振荷载由程序自动计算结果见表 13-43。

表 13-43　　横 向 风 振 荷 载

截面标高（m）	风力（kN）	风剪力（kN）	风弯矩（kN·m）	截面转角（°）	水平变位（mm）	截面标高（m）	风力（kN）	风剪力（kN）	风弯矩（kN·m）	截面转角（°）	水平变位（mm）
235.000	41.28	41.3	0	0.0449	112.071	100.000	135.88	3257.8	267243	0.0287	19.926
233.000	203.56	244.8	83	0.0449	110.502	90.000	56.38	3314.2	299821	0.0242	15.698
225.000	249.82	494.7	2041	0.0449	104.228	85.000	59.38	3373.6	316392	0.0220	13.778
220.000	462.62	957.3	4515	0.0449	100.310	72.500	63.53	3437.1	358562	0.0195	9.525
200.000	627.03	1584.3	23660	0.0447	84.690	60.000	34.01	3471.1	401525	0.0160	6.040
180.000	323.24	1907.5	55346	0.0437	69.451	53.500	14.00	3485.1	424087	0.0133	4.536
175.000	247.28	2154.8	64884	0.0422	65.765	50.300	20.29	3505.4	435240	0.0119	3.873
160.000	266.75	2421.6	97206	0.0410	55.030	37.700	11.31	3516.7	479407	0.0096	1.761
150.000	238.90	2660.5	121422	0.0390	48.228	35.000	12.95	3529.7	488903	0.0074	1.411
135.000	237.87	2898.3	161329	0.0367	38.631	17.500	5.81	3535.5	550672	0.0046	0
120.000	223.58	3121.9	204805	0.0332	29.935	0.000	0	3535.5	612542	0	0

5. 风荷载弯矩标准值（表 13-44）

表 13-44 风荷载弯矩标准值

截面标高（m）	风力（kN）	风剪力（kN）	风弯矩（kN·m）	截面标高（m）	风力（kN）	风剪力（kN）	风弯矩（kN·m）
235.000	043.49	43.5	0	100.000	191.47	3606.3	288396
233.000	214.62	258.1	87	90.000	86.72	3685.7	324406
225.000	264.25	522.4	2152	85.000	96.34	3772.5	342802
220.000	490.45	1012.8	4764	72.500	122.09	3876.5	389859
200.000	672.38	1684.9	25019	60.000	82.78	3941.9	438187
180.000	352.49	2036.8	58715	53.500	39.92	3972.0	463729
175.000	271.21	2307.5	68898	50.300	63.23	4018.8	476396
160.000	298.85	2605.0	103505	37.700	54.77	4055.1	526838
150.000	272.68	2875.7	129547	35.000	70.50	4101.2	537739
135.000	281.98	3153.7	172665	17.500	98.57	4157.1	609163
120.000	280.11	3426.3	219939	0.000	42.42	4179.6	681504

（五）地震作用

烟囱振型与周期通过专用软件计算求得，并取前 5 个振型的动力特征值。各振型相对位移计算结果见表 13-45。

自振周期值：第一振型 3.1546s，第二振型 0.6384s，第三振型 0.2402s，第四振型 0.1205s，第五振型 0.0731s。

表 13-45 各振型相对位移计算结果

截面标高（m）	1 振型位移（相对值）	2 振型位移（相对值）	3 振型位移（相对值）	4 振型位移（相对值）	5 振型位移（相对值）	截面标高（m）	1 振型位移（相对值）	2 振型位移（相对值）	3 振型位移（相对值）	4 振型位移（相对值）	5 振型位移（相对值）
235.000	+1.0	+1.0	+1.0	+1.0	+1.0	100.000	+0.1942	+0.6869	+0.5489	−0.3439	−0.5913
233.000	+0.9862	−0.9496	+0.9149	−0.8853	+0.8633	90.000	+0.1567	+0.6140	+0.6702	−0.0417	−0.5530
225.000	+0.9310	−0.7482	+0.5754	−0.4295	+0.3247	85.000	+0.1395	+0.5723	+0.7037	+0.1084	−0.4590
220.000	+0.8965	−0.6226	+0.3653	−0.1525	+0.0086	72.500	+0.1010	+0.4591	+0.7138	+0.4249	−0.0968
200.000	+0.7594	−0.1370	−0.3872	+0.7050	−0.7590	60.000	+0.0688	+0.3415	+0.6320	+0.5972	+0.2815
180.000	+0.6264	+0.2780	−0.8096	+0.7865	−0.3490	53.500	+0.0546	+0.2821	+0.5619	+0.6178	+0.4216
175.000	+0.5942	+0.3645	−0.8438	+0.6774	−0.1341	50.300	+0.0482	+0.2538	+0.5224	+0.6108	+0.4688
160.000	+0.5007	+0.5763	−0.7830	+0.1642	+0.4646	37.700	+0.0269	+0.1518	+0.3491	+0.4914	+0.5038
150.000	+0.4415	+0.6748	−0.6240	−0.2179	+0.6357	35.000	+0.0232	+0.1325	+0.3108	+0.4509	+0.4814
135.000	+0.3580	+0.7589	−0.2736	−0.6440	+0.4449	17.500	+0.0058	+0.0356	+0.0933	+0.1570	+0.2005
120.000	+0.2820	+0.7696	+0.1212	−0.7330	−0.0803	0.000	+0.0000	+0.0000	+0.0000	+0.0000	+0.0000

等效质点重量应考虑平台自重、平台活荷载和钢内筒支承于平台的重量，计算见表 13-46。

表 13-46 各标高等效质点重量

截面标高（m）	筒身自重（kN）	平台恒荷载（kN）	平台活荷载（kN）	钢内筒荷载或烟道接口荷载（kN）	质点重量（kN）
235.000	412				
233.000	2058	1271	1196		2058

续表

截面标高（m）	筒身自重（kN）	平台恒荷载（kN）	平台活荷载（kN）	钢内筒荷载或烟道接口荷载（kN）	质点重量（kN）
225.000	2676	869	1899	6859	5143
220.000	5819				15446
200.000	10249				10249
180.000	6997				6997
175.000	6226	230	353		6226
160.000	8223				8806
150.000	8942				8942
135.000	10942				10942
120.000	13849	236	363		13849
100.000	12596				13195
90.000	6469	236	363		6469
85.000	8288				8887
72.500	12413				12413
60.000	9679	212	321		9679
53.500	5045	964	2236	1296	5578
50.300	7152				11648
37.700	6946				6946
35.000	12055	462	494	504	12055
17.500	21069				22529
0.000	10488				10488

本工程抗震设防烈度为 6 度，建筑场地为 I_1 类，可不考虑竖向地震作用。水平地震作用采用振型分解反应谱法，不考虑扭转偶联作用。

地震作用由程序自动计算，主要计算结果见表 13-47、表 13-48。

表 13-47　　地震作用下结构水平力　　（kN）

截面标高（m）	第一振型	第二振型	第三振型	第四振型	第五振型	振型组合值	截面标高（m）	第一振型	第二振型	第三振型	第四振型	第五振型	振型组合值
235.000	+10	−13	+20	−16	+12	33	100.000	+64	+294	+354	−174	−7803	545
233.000	+51	−63	+92	−70	+51	150	90.000	+25	+129	+212	−10	−3577	270
225.000	+120	−125	+145	−85	+48	246	85.000	+31	+165	+306	+37	−4079	370
220.000	+451	−406	+360	−118	+5	715	72.500	+31	+185	+433	+203	−1201	515
200.000	+194	−45	−194	+278	−7779	453	60.000	+17	+107	+299	+222	+79	396
180.000	+119	+68	−300	+229	−2645	409	53.500	+8	+051	+153	+132	+68	220
175.000	+92	+73	−257	+162	−835	327	50.300	+15	+102	+318	+292	+168	474
160.000	+110	+164	−337	+56	+118	412	37.700	+5	+34	+119	+131	+101	207
150.000	+99	+195	−273	−75	+164	394	35.000	+8	+59	+209	+238	+191	375
135.000	+103	+284	−154	−286	+148	468	17.500	+3	+25	+100	+133	+127	211
120.000	+98	+345	+082	−390	−1112	537	0.000	+0	+0	+0	+0	+0	+0

表 13-48 地震引起的结构水平力剪力标准值 (kN)

截面标高（m）	第一振型	第二振型	第三振型	第四振型	第五振型	振型组合值	截面标高（m）	第一振型	第二振型	第三振型	第四振型	第五振型	振型组合值
235.000	+10	−13	+20	−16	+12	33	100.000	+1510	+771	−463	−490	−36	1825
233.000	+61	−77	+112	−86	+63	183	90.000	+1535	+900	−251	−500	−139	1871
225.000	+181	−201	+257	−171	+111	425	85.000	+1566	+1065	+55	−463	−257	1967
220.000	+631	−607	+617	−289	+116	1116	72.500	+1598	+1249	+489	−260	−291	2122
200.000	+826	−653	+423	−11	−108	1139	60.000	+1614	+1356	+788	−38	−213	2261
180.000	+944	1153	−584	+122	+218	−185	53.500	+1622	+1407	+941	+95	−145	2351
175.000	+1037	−511	−135	+380	−209	1242	50.300	+1637	+1510	+1259	+386	+23	2587
160.000	+1147	−347	−472	+436	−91	1362	37.700	+1641	+1544	+1377	+518	+125	2694
150.000	+1245	−151	−745	+361	+74	1505	35.000	+1649	+1603	+1586	+756	+316	2912
135.000	+1348	+133	−899	+75	+222	1643	17.500	+1653	+1628	+1687	+889	+443	3035
120.000	+1446	+478	−817	−315	+190	1767	0.000	+1653	+1628	+1687	+889	+443	3035

（六）温度荷载

筒壁外表面放热的热阻取 0.08333（m·K/W）。

烟囱内表面吸热的热阻 0.03030（m·K/W）。

结构受热温度荷载计算见表 13-49、表 13-50。

表 13-49 筒体各部分的受热温度（室外夏季温度时） (℃)

标高区间（m）	筒壁外表面	筒壁内表面	外侧钢筋	标高区间（m）	筒壁外表面	筒壁内表面	外侧钢筋
233.000～235.000	46.408	55.40	47.607	90.000～100.000	44.940	55.93	45.739
225.000～233.000	46.408	55.40	47.607	85.000～90.000	44.940	55.93	45.739
220.000～225.000	46.408	55.40	47.607	72.500～85.000	44.756	56.00	45.506
200.000～220.000	46.008	55.54	47.097	60.000～72.500	44.756	56.00	45.506
180.000～200.000	45.674	55.66	46.673	53.500～60.000	44.756	56.00	45.506
175.000～180.000	45.392	55.77	46.314	50.300～53.500	44.756	56.00	45.506
160.000～175.000	45.392	55.77	46.314	37.700～50.300	44.756	56.00	45.506
150.000～160.000	45.150	55.85	46.006	35.000～37.700	44.756	56.00	45.506
135.000～150.000	45.150	55.85	46.006	17.500～35.000	44.594	56.06	45.299
120.000～135.000	45.150	55.85	46.006	0.000～17.500	44.594	56.06	45.299
100.000～120.000	44.940	55.93	45.739				

表 13-50 筒体各部分的受热温度（室外冬季温度时） (℃)

标高区间（m）	筒壁外表面	筒壁内表面	外侧钢筋	标高区间（m）	筒壁外表面	筒壁内表面	外侧钢筋
233.000～235.000	+4.090	+23.06	+6.619	180.000～200.000	+2.682	+23.57	+4.770
225.000～233.000	+4.090	+23.06	+6.619	175.000～180.000	+2.146	+23.76	+4.068
220.000～225.000	+4.090	+23.06	+6.619	160.000～175.000	+2.146	+23.76	+4.068
200.000～220.000	+3.319	+23.34	+5.607	150.000～160.000	+1.691	+23.93	+3.470

续表

标高区间（m）	筒壁外表面	筒壁内表面	外侧钢筋	标高区间（m）	筒壁外表面	筒壁内表面	外侧钢筋
135.000～150.000	+1.691	+23.93	+3.470	53.500～60.000	+0.956	+24.20	+2.505
120.000～135.000	+1.691	+23.93	+3.470	50.300～53.500	+0.956	+24.20	+2.505
100.000～120.000	+1.298	+24.07	+2.954	37.700～50.300	+0.956	+24.20	+2.505
90.000～100.000	+1.298	+24.07	+2.954	35.000～37.700	+0.956	+24.20	+2.505
85.000～90.000	+1.298	+24.07	+2.954	17.500～35.000	+0.655	+24.31	+2.111
72.500～85.000	+0.956	+24.20	+2.505	0.000～17.500	+0.655	+24.31	+2.111
60.000～72.500	+0.956	+24.20	+2.505				

温度作用下，混凝土和钢筋强度折减按 GB 50051 执行。

（七）附加弯矩

风荷载产生的附加弯矩：承载能力极限状态计算时，有风荷载、日照和基础倾斜的作用，筒身重力对各截面产生的附加弯矩。

地震作用产生的附加弯矩：按承载力极限状态计算时，由于地震作用，20%风荷载、日照和基础倾斜的作用，筒身重力对各截面产生的附加弯矩。

计算结构变形时，截面刚度取 $0.2EI$。不均匀日照温差，取 40℃。

结构各水平截面的附加弯矩见表 13-51、表 13-52。

表 13-51　结构各水平截面的附加弯矩（适用于结构承载力计算）　（kN・m）

截面标高（m）	顺风荷载	横向风振第一振型	横向风振第二振型	地震作用	不均匀日照	基础倾斜	截面标高（m）	顺风荷载	横向风振第一振型	横向风振第二振型	地震作用	不均匀日照	基础倾斜
235.000	0	0	0	0	0	0	100.000	14659	20569	0	24010	17419	13214
233.000	0	0	0	0	0	0	90.000	16263	22749	0	26673	19067	15291
225.000	70	101	0	115	115	53	85.000	17062	23827	0	28003	19885	16421
220.000	350	502	0	572	557	262	72.500	18913	26314	0	31103	21773	19356
200.000	1575	2258	0	2573	2374	1180	60.000	20607	28569	0	33959	23499	22596
180.000	3307	4732	0	5398	4709	2504	53.500	21419	29644	0	35336	24336	24451
175.000	3867	5528	0	6311	5425	2945	50.300	21809	30158	0	35999	24742	25442
160.000	5641	8042	0	9204	7600	4375	37.700	23088	31836	0	38186	26113	29426
150.000	6994	9950	0	11416	9186	5517	35.000	23318	32136	0	38580	26373	30348
135.000	9178	13008	0	14988	11635	7459	17.500	24279	33381	0	40244	27598	36461
120.000	11512	16249	0	18819	14149	9725	0.000	24279	33381	0	40244	28044	43315

表 13-52　结构各水平截面的附加弯矩（适用于结构使用阶段应力计算）　（kN・m）

截面标高（m）	顺风荷载	横向风振第一振型	横向风振第二振型	地震作用	不均匀日照	基础倾斜	截面标高（m）	顺风荷载	横向风振第一振型	横向风振第二振型	地震作用	不均匀日照	基础倾斜
235.000	0	0	0	0	0	0	200.000	788	1129	0	1287	2374	1180
233.000	0	0	0	0	0	0	180.000	1654	2366	0	2699	4709	2504
225.000	35	51	0	58	115	53	175.000	1933	2764	0	3155	5425	2945
220.000	175	251	0	286	557	262	160.000	2820	4021	0	4602	7600	4375

续表

截面标高（m）	顺风荷载	横向风振第一振型	横向风振第二振型	地震作用	不均匀日照	基础倾斜	截面标高（m）	顺风荷载	横向风振第一振型	横向风振第二振型	地震作用	不均匀日照	基础倾斜
150.000	3497	4975	0	5708	9186	5517	60.000	10304	14285	0	16980	23499	22596
135.000	4589	6504	0	7494	11635	7459	53.500	10710	14822	0	17668	24336	24451
120.000	5756	8125	0	9409	14149	9725	50.300	10905	15079	0	17999	24742	25442
100.000	7330	10285	0	12005	17419	13214	37.700	11544	15918	0	19093	26113	29426
90.000	8132	11374	0	13336	19067	15291	35.000	11659	16068	0	19290	26373	30348
85.000	8531	11914	0	14002	19885	16421	17.500	12139	16690	0	20122	27598	36461
72.500	9457	13157	0	15552	21773	19356	0.000	12139	16690	0	20122	28044	43315

（八）筒壁水平截面承载力计算

风荷载组合 $M_0=1.1\times[1.4(M_w+M_{fw})+M_{fb}+M_{fv}]$

风振组合（1）$M_1=1.1\times[1.4(M_{cr1}+M_{fw1})+M_{fb}+M_{fv}]$

风振组合（2）$M_2=1.1\times[1.4(M_{cr2}+M_{fw2})+M_{fb}+M_{fv}]$

M_w、M_{fw}——风荷载弯矩和风荷载附加弯矩；

M_{cr1}、M_{cr2}——第 1、2 振型的风振组合弯矩；

M_{fw1}、M_{fw2}——第 1、2 振型的风振附加弯矩；

M_{fb}、M_{fv}——由不均匀日照和地基不均匀沉降引起的附加弯矩。

水平地震组合 $M_0=1.1[1.3(M_d+M_{fd})+0.2\times1.4(M_w+M_{fw})+M_{fb}+M_{fv}]$

M_d、M_{fd}——地震弯矩和地震附加弯矩。

筒壁水平截面承载力计算见表 13-53、表 13-54。

表 13-53 水平截面的上截面承载能力计算结果（风荷载组合）

截面标高（m）	受力区的分布半角		纵向钢筋配筋率（%）		荷载效应（设计弯矩）（kN·m）			截面抗力（极限弯矩）（kN·m）
	受压区（℃）	受拉区（℃）	外侧	内侧	风荷载组合	风振组合（1）	风振组合（2）	
233.000	11.879	162.18	0.2500	0.2000	77	134	0	153327
225.000	15.908	156.14	0.2500	0.2000	4677	6118	0	204023
220.000	27.356	138.97	0.2500	0.2000	9730	13013	0	341030
200.000	30.859	133.71	0.2500	0.2000	39437	56080	0	441135
180.000	34.527	128.21	0.2500	0.2000	84634	121967	0	553245
175.000	33.267	130.10	0.2500	0.2000	98378	141687	0	609342
160.000	37.269	124.10	0.2500	0.2000	144612	207439	0	705148
150.000	37.220	124.17	0.2500	0.2000	179854	256563	0	803751
135.000	41.123	118.32	0.2500	0.2000	238843	337123	0	914319
120.000	44.715	112.93	0.2500	0.2000	304901	424797	0	1022239
100.000	46.735	109.90	0.2500	0.2000	402969	550467	0	1227963
90.000	43.259	115.11	0.2500	0.2000	456235	616455	0	1379144
85.000	44.239	113.64	0.2500	0.2000	483886	650129	0	1443825
72.500	43.544	114.68	0.2500	0.2000	555413	735583	0	1660059
60.000	45.591	111.61	0.2500	0.2000	630528	822793	0	1839223

续表

截面标高（m）	受力区的分布半角		纵向钢筋配筋率（%）		荷载效应（设计弯矩）（kN·m）			截面抗力（极限弯矩）（kN·m）
	受压区（℃）	受拉区（℃）	外侧	内侧	风荷载组合	风振组合（1）	风振组合（2）	
53.500	46.775	109.84	0.2500	0.2000	670988	868746	0	1939926
50.300	23.858	39.07	0.2500	0.2000	691306	891567	0	1630560
37.700	25.442	39.82	0.2500	0.2000	772886	981603	0	1781095
35.000	50.767	103.85	0.2500	0.2000	791576	1001817	0	2260388
17.500	50.740	103.89	0.2500	0.2000	914972	1132578	0	2654310
0.000	24.243	37.14	0.2500	0.2000	1041701	1262792	0	2409481

注　截面抗力（极限弯矩）按 GB 50051—2013《烟囱设计规范》式（7.3.1-9）计算。

表 13-54　　水平截面的上截面承载能力计算结果（水平地震作用组合）

截面标高（m）	受力区的分布半角（℃）		纵向钢筋配筋率（%）		水平地震组合弯矩（kN·m）	截面抗力（极限弯矩）（kN·m）
	受压区	受拉区	外侧	内侧		
233.000	11.879	162.18	0.2500	0.2000	109	170364
225.000	15.908	156.14	0.2500	0.2000	5409	226692
220.000	27.356	138.97	0.2500	0.2000	11902	378922
200.000	30.859	133.71	0.2500	0.2000	59695	490150
180.000	34.527	128.21	0.2500	0.2000	111763	614716
175.000	33.267	130.10	0.2500	0.2000	125073	677046
160.000	37.269	124.10	0.2500	0.2000	166094	783498
150.000	37.220	124.17	0.2500	0.2000	195183	893056
135.000	41.123	118.32	0.2500	0.2000	242284	1015910
120.000	44.715	112.93	0.2500	0.2000	294027	1135821
100.000	46.735	109.90	0.2500	0.2000	369388	1364403
90.000	43.259	115.11	0.2500	0.2000	409363	1532382
85.000	44.239	113.64	0.2500	0.2000	429862	1604250
72.500	43.544	114.68	0.2500	0.2000	481964	1844510
60.000	45.591	111.61	0.2500	0.2000	535986	2043581
53.500	46.775	109.84	0.2500	0.2000	565052	2155473
50.300	23.858	39.07	0.2500	0.2000	579710	1811733
37.700	25.442	39.82	0.2500	0.2000	638963	1978994
35.000	50.767	103.85	0.2500	0.2000	652961	2511543
17.500	50.740	103.89	0.2500	0.2000	747238	2949234
0.000	24.243	37.14	0.2500	0.2000	846628	2677201

（九）筒壁垂直截面承载力计算（表 13-55）

表 13-55　　风荷载作用下，垂直截面的承载能力计算（环向风荷载弯矩）

区间标高（m）	环向钢筋配筋率（%）		环向风荷载弯矩（kN・m）		截面承载能力（kN・m）	
	外侧	内侧	外侧受拉	内侧受拉	外侧受拉	内侧受拉
233.000～235.000	0.4070	0.4670	55.73	63.69	55.83	63.73
225.000～233.000	0.4060	0.4660	55.57	63.51	55.69	63.59
220.000～225.000	0.4010	0.4600	54.96	62.81	55.03	62.81
200.000～220.000	0.2770	0.3180	54.56	62.36	54.62	62.48
180.000～200.000	0.2000	0.2270	52.92	60.48	53.53	60.62
175.000～180.000	0.2000	0.1690	51.17	58.48	69.43	58.82
160.000～175.000	0.2000	0.1700	51.54	58.90	69.43	59.16
150.000～160.000	0.2000	0.1500	52.53	60.03	87.40	65.82
135.000～150.000	0.2000	0.1500	53.08	60.66	87.40	65.82
120.000～135.000	0.2000	0.1500	53.73	61.40	87.40	65.82
100.000～120.000	0.2000	0.1500	54.11	61.84	107.43	80.91
90.000～100.000	0.2000	0.1500	54.11	61.84	107.66	81.04
85.000～90.000	0.2000	0.1500	55.36	63.27	107.66	81.04
72.500～85.000	0.2000	0.1500	55.89	63.87	129.80	97.71
60.000～72.500	0.2000	0.1500	56.83	64.95	129.80	97.71
53.500～60.000	0.2000	0.1500	57.11	65.27	129.80	97.71
50.300～53.500	0.2000	0.1500	56.91	65.04	129.80	97.71
37.700～50.300	0.2000	0.1500	56.71	64.81	129.80	97.71
35.000～37.700	0.2000	0.1500	55.03	62.89	129.80	97.71
17.500～35.000	0.2000	0.1500	54.45	62.23	154.02	115.94
0.000～17.500	0.2000	0.1500	47.39	54.16	154.02	115.94

注　1．环向钢筋配筋率是烟囱的最终环向钢筋配筋率；
　　2．环向风荷载弯矩（外侧受拉）为 $M=1.4\times0.07\mu_z\times W_0\times D^2$；
　　3．环向风荷载弯矩（内侧受拉）$M=1.4\times0.08\mu_z\times W_0\times D^2$。

（十）正常使用极限状态计算

环向钢筋配筋率按筒壁的有效截面计算，垂直裂缝宽度见《烟囱设计规范》式（7.4.10-1）。正常使用极限状态计算见表 13-56～表 13-58。

（十一）筒壁配筋

根据以上承载力和正常使用极限状态计算得到的配筋率进行配筋，参见表 13-59。

表 13-56　　风荷载作用下垂直截面的承载能力计算（环向风荷载弯矩）

区间标高（m）	垂直裂缝宽度（mm）	允许裂缝宽度（mm）	外侧钢筋最大直径（mm）	环向钢筋配筋率（%）	
				外侧	内侧
233.000～235.000	0.1094	0.15	32.00	0.2000	0.1500

续表

区间标高（m）	垂直裂缝宽度（mm）	允许裂缝宽度（mm）	外侧钢筋最大直径（mm）	环向钢筋配筋率（%）	
				外侧	内侧
225.000～233.000	0.1094	0.15	32.00	0.2000	0.1500
220.000～225.000	0.1094	0.15	32.00	0.2000	0.1500
200.000～220.000	0.1200	0.15	32.00	0.2000	0.1500
180.000～200.000	0.1288	0.20	32.00	0.2000	0.1500
175.000～180.000	0.1363	0.20	32.00	0.2000	0.1500
160.000～175.000	0.1363	0.20	32.00	0.2000	0.1500
150.000～160.000	0.1428	0.20	32.00	0.2000	0.1500
135.000～150.000	0.1428	0.20	32.00	0.2000	0.1500
120.000～135.000	0.1428	0.20	32.00	0.2000	0.1500
100.000～120.000	0.1483	0.20	32.00	0.2000	0.1500
90.000～100.000	0.1453	0.20	32.00	0.2000	0.1500
85.000～90.000	0.1453	0.20	32.00	0.2000	0.1500
72.500～85.000	0.1502	0.20	32.00	0.2000	0.1500
60.000～72.500	0.1502	0.20	32.00	0.2000	0.1500
53.500～60.000	0.1502	0.20	32.00	0.2000	0.1500
50.300～53.500	0.1502	0.20	32.00	0.2000	0.1500
37.700～50.300	0.1502	0.20	32.00	0.2000	0.1500
35.000～37.700	0.1502	0.20	32.00	0.2000	0.1500
17.500～35.000	0.1544	0.20	32.00	0.2000	0.1500
0.000～17.500	0.1544	0.20	32.00	0.2000	0.1500

表 13-57　水平截面（下截面）在荷载和温度作用下的裂缝宽度计算结果

区间标高（m）	水平裂缝宽度（mm）	允许裂缝宽度（mm）	纵向钢筋最大直径（mm）	应力不均匀系数	钢筋配筋率（%）	
					外侧	内侧
233.000～235.000	0.0745	0.15	32.00	0.200	0.2500	0.2000
225.000～233.000	0.0745	0.15	32.00	0.200	0.2500	0.2000
220.000～225.000	0.0835	0.15	32.00	0.200	0.2500	0.2000
200.000～220.000	0.0911	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
180.000～200.000	0.0975	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
175.000～180.000	0.1030	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
160.000～175.000	0.1030	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
150.000～160.000	0.1030	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000

续表

区间标高（m）	水平裂缝宽度（mm）	允许裂缝宽度（mm）	纵向钢筋最大直径（mm）	应力不均匀系数	钢筋配筋率（%）	
					外侧	内侧
135.000～150.000	0.1077	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
120.000～135.000	0.1055	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
100.000～120.000	0.1055	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
90.000～100.000	0.1097	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
85.000～90.000	0.1097	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
72.500～85.000	0.1097	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
60.000～72.500	0.1097	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
53.500～60.000	0.1097	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
50.300～53.500	0.1097	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
37.700～50.300	0.1097	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
35.000～37.700	0.1097	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
17.500～35.000	0.1133	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000
0.000～17.500	0.1133	0.20	32.00	0.200	0.2500	0.2000

注 钢筋配筋率是烟囱的最终纵向钢筋配筋率。

表 13-58 风荷载作用下位移计算

截面标高（m）	静力风荷载作用下水平变位（mm）	动力风荷载作用下水平变位（mm）	横向风振的结构反应水平变位（mm）	横向风振时相应的顺风方向水平变位（mm）	横向风振时的组合水平变位（mm）	截面标高（m）	静力风荷载作用下水平变位（mm）	动力风荷载作用下水平变位（mm）	横向风振的结构反应水平变位（mm）	横向风振时相应的顺风方向水平变位（mm）	横向风振时的组合水平变位（mm）
235.000	64.872	22.833	112.071	47.895	121.876	100.000	12.474	4.081	19.926	9.040	21.881
233.000	64.001	22.515	110.502	47.245	120.178	90.000	9.906	3.217	15.698	7.166	17.256
225.000	60.515	21.239	104.228	44.645	113.387	85.000	8.729	2.824	13.778	6.309	15.153
220.000	58.338	20.443	100.310	46.021	109.147	72.500	6.094	1.953	9.525	4.395	10.490
200.000	49.651	17.268	84.690	36.543	92.238	60.000	3.903	1.239	6.040	2.808	6.661
180.000	41.126	14.170	69.451	30.197	75.732	53.500	2.947	0.931	4.536	2.118	5.006
175.000	39.051	13.421	65.765	28.654	71.736	50.300	2.524	0.795	3.873	1.812	4.276
160.000	32.970	11.237	55.030	24.141	60.092	37.700	1.160	0.362	1.761	0.831	1.947
150.000	29.083	9.852	48.228	21.262	52.707	35.000	0.933	0.290	1.411	0.668	1.561
135.000	23.542	7.898	38.631	17.169	42.275	17.500	0	0	0	0	0
120.000	18.449	6.124	29.935	13.419	32.805	0.000	0	0	0	0	0

表 13-59 筒壁配筋一览表

烟囱外筒钢筋统计

标高（mm）	壁厚（mm）	坡度	外半径（mm）	内半径（mm）	外纵筋实配	外纵筋	外纵筋	实际	内纵筋实配	内纵筋	内纵筋	内纵筋	内外侧	外环筋	内环筋	外环筋	内环筋
					根数 4×n	实配间距（mm）	直径（mm）	配筋率	根数 4×n	实配间距（mm）	直径（mm）	实配率	环筋数	直径（mm）	直径（mm）	配筋率	配筋率
0	650	0.03	13450	12800	110	192	22	0.0031	70	288	22	0.0020	30	22	16	0.0029	0.0015
30000	650	0.03	12550	11900	102	193	22	0.0031	65	288	22	0.0020	30	22	16	0.0029	0.0015
36000	600	0.03	12370	11770	101	192	22	0.0034	64	290	22	0.0021	30	22	16	0.0032	0.0017
42000	600	0.03	12190	11590	100	191	22	0.0034	63	290	22	0.0021	30	22	16	0.0032	0.0017
48000	600	0.03	12010	11410	98	192	22	0.0034	62	290	22	0.0021	30	22	16	0.0032	0.0017
54000	600	0.03	11830	11230	97	191	22	0.0034	61	290	22	0.0021	40	22	16	0.0042	0.0022
60000	600	0.03	11650	11050	95	192	22	0.0034	60	290	22	0.0021	40	22	16	0.0042	0.0022
66000	600	0.03	11470	10870	94	191	22	0.0034	59	290	22	0.0021	30	22	16	0.0032	0.0017
72000	600	0.03	11290	10690	92	192	22	0.0034	58	290	22	0.0021	30	20	16	0.0026	0.0017
78000	600	0.03	11110	10510	90	193	22	0.0034	57	290	22	0.0021	30	20	16	0.0026	0.0017
84000	550	0.03	10930	10380	89	192	22	0.0037	56	292	22	0.0023	30	20	16	0.0029	0.0018
90000	550	0.03	10750	10200	88	191	20	0.0031	56	287	22	0.0024	30	20	16	0.0029	0.0018
96000	550	0.03	10570	10020	87	190	20	0.0031	55	287	22	0.0024	30	20	16	0.0029	0.0018
102000	550	0.015	10420	9870	86	190	20	0.0031	54	288	22	0.0023	30	20	16	0.0029	0.0018
108000	550	0.015	10330	9780	85	190	20	0.0031	54	285	22	0.0024	30	20	16	0.0029	0.0018
114000	550	0.015	10240	9690	84	191	20	0.0031	53	288	22	0.0023	30	20	16	0.0029	0.0018
120000	550	0.015	10150	9600	83	192	20	0.0031	53	285	22	0.0024	30	18	14	0.0023	0.0014
126000	500	0.015	10060	9560	82	192	18	0.0027	52	290	20	0.0021	30	16	14	0.0020	0.0015

续表

烟囱外筒钢筋统计

标高（mm）	壁厚（mm）	坡度	外半径（mm）	内半径（mm）	外纵筋实配	外纵筋	外纵筋	实际	内纵筋实配	内纵筋	内纵筋	内纵筋	内外侧	外环筋	内环筋	外环筋	内环筋
					根数 4×n	实配间距（mm）	直径（mm）	配筋率	根数 4×n	实配间距（mm）	直径（mm）	实配率	环筋数	直径（mm）	直径（mm）	配筋率	配筋率
132000	500	0.015	9970	9470	81	193	18	0.0027	51	293	20	0.0021	30	16	14	0.0020	0.0015
138000	500	0.015	9880	9380	81	191	18	0.0027	51	290	20	0.0021	30	16	14	0.0020	0.0015
144000	500	0.015	9790	9290	80	192	18	0.0027	50	293	20	0.0021	40	16	14	0.0027	0.0021
150000	500	0.015	9700	9200	80	190	18	0.0027	50	290	20	0.0021	40	16	14	0.0027	0.0021
156000	500	0.015	9610	9110	79	190	18	0.0027	49	293	20	0.0021	40	16	14	0.0027	0.0021
162000	450	0.015	9520	9070	78	191	18	0.0030	49	292	20	0.0023	40	16	14	0.0030	0.0023
168000	450	0.015	9430	8980	77	192	18	0.0030	48	295	20	0.0023	40	16	14	0.0030	0.0023
174000	450	0.015	9340	8890	76	192	18	0.0030	48	292	20	0.0023	40	16	14	0.0030	0.0023
180000	450	0.015	9250	8800	76	191	18	0.0030	48	289	20	0.0024	60	16	14	0.0045	0.0034
186000	400	0	9250	8850	75	193	18	0.0034	48	291	18	0.0021	60	16	14	0.0050	0.0038
192000	400	0	9250	8850	75	193	18	0.0034	48	291	18	0.0021	60	16	14	0.0050	0.0038
198000	400	0	9250	8850	75	193	18	0.0034	48	291	18	0.0021	60	16	14	0.0050	0.0038
204000	350	0	9250	8900	75	193	16	0.0030	48	292	18	0.0024	60	16	14	0.0057	0.0044
222000	300	0	9250	8950	75	193	16	0.0035	48	294	16	0.0023	60	16	14	0.0067	0.0051
228000	300	0	9250	8950	75	193	16	0.0035	48	294	16	0.0023	60	16	14	0.0067	0.0051
234000	300	0	9250	8950	75	193	16	0.0035	48	294	16	0.0023	20	18	14	0.0170	0.0103
235000	300	0	9250	8950	75	193	16	0.0035	48	294	16	0.0023					

二、玻璃钢内筒计算算例

（一）工程概况

1. 工程条件及烟气情况

某发电厂“上大压小”项目建设2台660MW超临界火力发电机组，配置一座240m高烟囱，内设2根直径7.2m玻璃钢排烟筒，一炉一内筒。烟囱排放脱硫后无GGH加热的净烟气，不设旁路烟气烟道，烟囱设计运行基本条件如下：

脱硫系统正常运行时烟囱入口温度：45～50℃

锅炉启停、事故状态时烟囱入口温度：<80℃

极端工况烟囱入口温度：115℃（5～15min）

烟囱排烟内筒中烟气最大流速：17.6m/s

烟囱排烟内筒出口烟气最大流速：20.4m/s

工程基本技术条件如下：基本风压（百年一遇）为0.50kN/m^2；地震基本烈度6度，建筑场地土类别Ⅰ类；夏季极端最高温41.1℃；冬季极端最低温度-21.3℃。

2. 烟囱布置

玻璃钢排烟内筒分3段支吊，自上到下标高240～135m为第一大段，支吊点在标高204m平台，135～63m为第二大段，支吊点在标高132m平台，63～36m为第三段，支吊点在标高60m平台。以下计算以第一大段为对象，第二、三大段计算方法和过程类同。第一大段204m支吊点以上部分为自立段，轴向受力以受压为主，204m以下为悬吊段，轴向受力以受拉为主。烟囱布置如图13-51所示。

3. 计算模型

对玻璃钢内筒进行风荷载及地震作用时分析时需要考虑外筒的影响，故采用外筒和内筒联合建模。采用ANSYS10.0软件分别建立外筒及内筒模型，内筒和外筒在悬挂点和止晃点处通过自由度耦合实现连接，悬挂点为垂直方向耦合，止晃点处为水平方向耦合，混凝土外筒底端为固定端。

（二）材料选配及性能指标

1. 材料选配

玻璃钢内筒制作材料主要包括：树脂、玻璃纤维及制品、促进剂、固化剂等。本工程所采用的主要制作材料如下：

树脂为美国亚什兰公司所产乙烯基树脂DERAKANE MOM 510C-350HOI；

玻璃纤维及制品为重庆国际复合材料有限公司所产ECR纤维及制品；

促进剂为上海陶源钴业有限公司所产10%异辛酸钴；

固化剂为上海硕津公司Syrgis NOROX MEKP-925H3.2固化剂。

2. 玻璃钢内筒铺层布置

玻璃钢烟囱由内衬层、结构层和外表面层组成。烟囱内表面层约为2.5mm，内衬一层碳纤维表面毡防静电层（内表面的连续表面电阻率不大于1.0×10^{6}Ω，静电释放装置的对地电阻不大于25Ω）；外表面层约为0.5mm，其中最外层是含有防紫外线成分的胶衣层。本工程玻璃钢内筒厚度有17mm、21mm、28mm三种规格，具体分布位置见图13-51。

3. 玻璃钢内筒的主要力学性能指标

本工程玻璃钢内筒（基于所选主要材料和相应铺层结构）的主要力学性能指标根据试验确定，具体数值见表13-60。

表13-60　玻璃钢材料物理性能指标

项目（标准值）		强度（MPa）	模量（GPa）
拉伸	环向	235	19.0
	轴向	110	12.5
弯曲	环向	250	18.0
	轴向	140	11.0
压缩	环向	260	12.0
	轴向	200	9.0
剪切	环向	—	6.9
	轴向	—	6.9
层间剪切	环向	10	—
	轴向	10	—
泊松比	环纵向	0.3	—
	纵环向	0.3	—

（三）内筒荷载作用及组合

1. 静载

玻璃钢材料的容重按1900kg/m^{3}计算。

经湿法脱硫后的烟气沉积在内筒内表面，其沿内筒高度的沉积厚度变化如图13-52所示，湿积灰重力密度可取1280kg/m^3。

根据图13-52计算得到的内筒各计算截面静荷载及应力见表13-61。

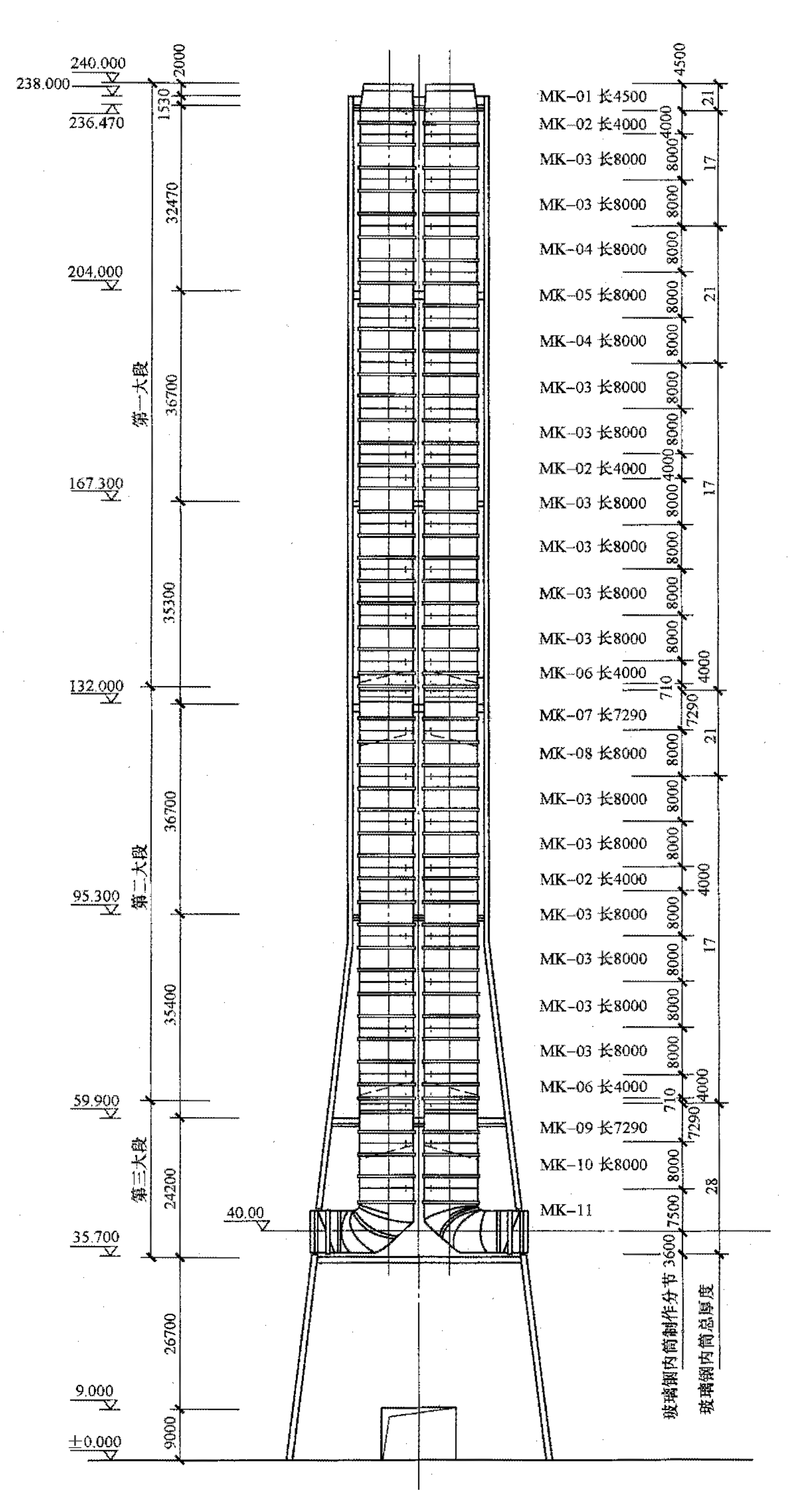

240.000
238.000
236.470
204.000
167.300
132.000
95.300
59.900
40.00
35.700
9.000
±0.000
2000
1530
32470
36700
35300
36700
35400
24200
26700
9000
第一大段
第二大段
第三大段
MK-01 长4500
MK-02 长4000
MK-03 长8000
MK-03 长8000
MK-04 长8000
MK-05 长8000
MK-04 长8000
MK-03 长8000
MK-03 长8000
MK-02 长4000
MK-03 长8000
MK-03 长8000
MK-03 长8000
MK-03 长8000
MK-06 长4000
MK-07 长7290
MK-08 长8000
MK-03 长8000
MK-03 长8000
MK-02 长4000
MK-03 长8000
MK-03 长8000
MK-03 长8000
MK-03 长8000
MK-06 长4000
MK-09 长7290
MK-10 长8000
MK-11
玻璃钢内筒制作分节
玻璃钢内筒总厚度

图 13-51 烟囱布置图

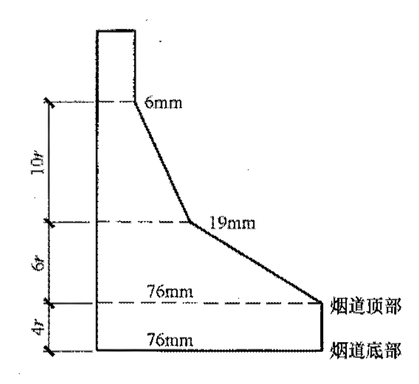


图 13-52　积灰厚度示意图（r 为内筒半径）

2. 温度荷载作用

（1）计算各层材料的导热系数［W/（m·K）］和传热系数［W/（m^2·K）］。各参数取值或计算公式如下：

内筒内表面的传热系数：33

玻璃钢导热系数：0.29

有通风条件时，外筒内表面和内筒外表面的传热系数：$\alpha_s=1.211+0.0681T_g$

钢筋混凝土筒壁导热系数：1.74（烟气温度对钢筋混凝土筒壁导热系数的影响可以忽略不计）

表 13-61　　各计算截面静荷载及应力

标高（m）	描　述	长度（m）	内筒总厚度（mm）	结构层厚度（mm）	积灰厚度（mm）	截面面积（mm^2）	内筒分段自重（kN）	积灰分段自重（kN）	附件分段自重（kN）	分段总自重（kN）	总自重（kN）	轴向应力 σ_z（MPa）
240	MK-01 顶部截面	0	21	18	10	408451	0	0	0	0	0	0.00
236.3	236.47m 层平台截面	3.7	21	18	10	408451	37.5	10.7	16.5	64.6	64.6	–0.16
235.5	MK-01 底部截面	0.8	21	18	10	408451	8.0	2.3	3.6	14.0	78.6	–0.19
215.5	MK-03 底部截面	20	21	18	6	408451	163.9	57.9	89	310.8	389.4	–1.23
204.0	204m 层平台截面	11.5	21	14	6	408451	116.4	33.3	51.2	200.9	590.3	2.63
199.5	MK-03 顶部截面	4.5	17	14	6	317508	45.5	14.3	20.0	79.9	1074.4	3.13
168.0	168m 层平台截面	31.5	17	14	6	317508	258.1	91.2	140.2	489.5	994.5	1.59
135.5	MK-06 底部截面	32.5	17	14	6	317508	266.3	94.1	144.6	505.0	5050.0	0.00

注　附件包括加劲肋、对接接头，止晃点忽略不计。轴向应力负为受压，正为受拉。

筒壁外表面的传热系数：夏季 $\alpha_{ex}=12$；冬季 $\alpha_{ex}=23$

（2）各层温度计算。按厚度线性插值计算各层温度作为初始温度，根据本章式（13-262）迭代计算各层温度。热阻计算公式参见 GB 50051—2013《烟囱设计规范》中公式 5.6.6-1～公式 5.6.6-8。经 3 次迭代计算，精度满足要求，计算结果见表 13-62～表 13-65（以标高 216m 处为例）。

（3）温差计算。分别计算烟道口高度范围内烟气温差 ΔT_0、烟道口上部烟气温差 ΔT_g 和沿内筒直径两端，筒壁厚度中点处温差 ΔT_m，计算结果见表 13-66 和表 13-67。

（4）温度应力计算。分别计算筒身弯曲温度应力 σ_z^{Tm}、温度次应力 σ_z^{TSEC}、筒壁内外温差引起的温度应力 σ_{zb}^{T} 和环向温度应力 $\sigma_{\theta b}^{T}$，计算结果见表 13-68。

3. 风荷载作用

由内、外筒联合计算模型得到风荷载产生的内力及应力，过程及结果从略。

4. 烟气压力作用

烟气压力及内筒应力按本章式（13-266）～式（13-268）、式（13-291）计算，计算结果见表 13-69。

5. 地震作用

由内、外筒联合计算模型得到地震作用产生的内力及应力，过程及结果从略。

6. 荷载效应组合

（1）长期荷载效应组合。长期荷载效应按照式（13-269）计算。

（2）短期荷载作用组合。短期荷载作用分为 3 种不同工况，分别按照式（13-271）～式（13-273）计算。

各荷载效应组合工况下的应力计算结果见表 13-70～表 13-73。

表 13-62　烟囱热阻计算（夏季正常运行工况）

夏季	各层材料假定温度（℃）	各层材料受热温度（℃）			各层材料的导热系数［W/（m·K）］				各层材料的直径（m）	各层材料的厚度（mm）	各层材料的热阻（m²·K/W）				温度偏差		
		第一次	第二次	第三次	第一次	第二次	第三次	最终			第一次	第二次	第三次	最终	第一次	第二次	第三次
空气温度 T_a（℃）	41.1000																
外筒外表面（外筒外表面传热）	41.1000	42.0316	42.0316	43.0316	12.0000	12.0000	12.0000	12.0000	9.8340		0.0085	0.0085	0.0085	0.0085	2.22%	0.00%	0.00%
外筒内表面（外筒壁导热）	43.1273	43.9965	43.9962	43.9962	1.7599	1.7611	1.7611	1.7611	9.2340	3000	0.0179	0.0179	0.0179	0.0179	1.98%	0.00%	0.00%
内筒外表面（空气层传热）	49.8885	47.3411	47.3410	47.3410	4.8203	4.8203	4.8203	4.8203	7.2340	1000	0.0299	0.0299	0.0299	0.0299	5.38%	0.00%	0.00%
内筒壁中心（内筒壁导热）	49.9831	48.8115	48.8114	48.8114	0.2900	0.2900	0.2900	0.2900	7.2050	21	0.0134	0.0134	0.0134	0.0134	2.40%	0.00%	0.00%
内筒壁内表面（内筒壁内表面传热）	50.0000	49.0746	49.0746	49.0746	33.0000	33.0000	33.0000	33.0000	7.2000		0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	1.88%	0.00%	0.00%
烟气温度 T_g（℃）	50.0000																

表 13-63　烟囱热阻计算（冬季正常运行工况）

冬季	各层材料假定温度（℃）	各层材料受热温度（℃）			各层材料的导热系数［W/（m·.K）］				各层材料的直径（m）	各层材料的厚度（mm）	各层材料的热阻（m²·K/W）				温度偏差		
		第一次	第二次	第三次	第一次	第二次	第三次	最终			第一次	第二次	第三次	最终	第一次	第二次	第三次
空气温度 T_a（℃）	−21.3000																
外筒外表面（外筒外表面传热）	−21.3000	−17.2161	−17.2149	−17.2149	23.0000	23.0000	23.0000	23.0000	9.8340		0.0044	0.0044	0.0044	0.0044	23.72%	0.01%	0.00%
外筒内表面（外筒壁导热）	−5.0585	−0.4429	−0.4578	−0.4577	1.7334	1.7334	1.7334	1.7334	9.2340	3000	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	1042.14%	3.25%	0.01%
内筒外表面（空气层传热）	49.1067	27.6595	27.6529	27.6529	4.6160	4.6160	4.6160	4.6160	7.2340	1000	0.0299	0.0299	0.0299	0.0299	77.54%	0.02%	0.00%
内筒壁中心（内筒壁导热）	49.8647	40.0136	40.0107	40.0107	0.2900	0.2900	0.2900	0.2900	7.2050	21	0.0134	0.0134	0.0134	0.0134	24.62%	0.00%	0.00%
内筒壁内表面（内筒壁内表面传热）	50.0000	42.2248	42.225	42.2225	33.0000	33.0000	33.0000	33.0000	7.2000		0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	18.41%	0.01%	0.00%
烟气温度 T_g（℃）	50.0000																

表 13-64 烟囱热阻计算（夏季事故工况）

夏　季	各层材料假定温度（℃）	各层材料受热温度（℃）			各层材料的导热系数［W/（m·K）］				各层材料的直径（m）	各层材料的厚度（mm）	各层材料的热阻（m^2·K/W）				温度偏差		
		第一次	第二次	第三次	第一次	第二次	第三次	最终			第一次	第二次	第三次	最终	第一次	第二次	第三次
空气温度 T_a（℃）	41.1000																
外筒外表面（外筒外表面传热）	41.1000	45.6941	45.6957	45.6957	12.0000	12.0000	12.0000	12.0000	9.8340		0.0085	0.0085	0.0085	0.0085	10.05%	0.01%	0.00%
外筒内表面（外筒壁导热）	49.9610	55.3748	55.3661	55.3662	1.7628	1.7628	1.7628	1.7628	9.2340	3000	0.0179	0.0179	0.0179	0.0179	9.78%	0.02%	0.00%
内筒外表面（空气层传热）	79.4979	66.8878	66.8831	66.8831	6.6590	6.6590	6.6590	6.6590	7.2340	1000	0.0208	0.0208	0.0208	0.0208	19.31%	0.01%	0.00%
内筒壁中心（内筒壁导热）	79.9262	74.1387	74.1367	74.1367	0.2900	0.2900	0.2900	0.2900	7.2050	21	0.0134	0.0134	0.0134	0.0134	7.81%	0.00%	0.00%
内筒壁内表面（内筒壁内表面传热）	80.000	75.4365	75.4349	75.4349	33.0000	33.0000	33.0000	33.0000	7.2000		0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	6.05%	0.00%	0.00%
烟气温度 T_g（℃）	80.0000																

表 13-65 烟囱热阻计算（冬季事故工况）

冬　季	各层材料假定温度（℃）	各层材料受热温度（℃）			各层材料的导热系数［W/（m·K）］				各层材料的直径（m）	各层材料的厚度（mm）	各层材料的热阻（m^2·K/W）				温度偏差		
		第一次	第二次	第三次	第一次	第二次	第三次	最终			第一次	第二次	第三次	最终	第一次	第二次	第三次
空气温度 T_a（℃）	−21.300																
外筒外表面（外筒外表面传热）	−21.300	−14.7122	−14.7078	−14.7078	23.0000	23.0000	23.0000	23.0000	9.8340		0.0044	0.0044	0.0044	0.0044	44.78%	0.03%	0.00%
外筒内表面（外筒壁导热）	1.7752	12.3188	12.2743	12.2744	1.7351	1.7351	1.7451	1.7351	9.2340	3000	0.0126	0.0181	0.0181	0.0181	85.59%	0.36%	0.01%
内筒外表面（空气层传热）	78.7309	43.9616	43.9379	43.9380	6.6590	6.6590	6.6590	6.6590	7.2340	1000	0.0208	0.0208	0.0208	0.0208	81.94%	0.06%	0.00%
内筒壁中心（内筒壁导热）	79.8077	63.8906	63.8800	63.8800	0.2900	0.2900	0.2900	0.2900	7.2050	21	0.0134	0.0134	0.0134	0.0134	24.91%	0.02%	0.00%
内筒壁内表面（内筒壁内表面传热）	80.0000	67.4575	67.4492	67.4492	33.0000	33.0000	33.0000	33.0000	7.2000		0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	18.59%	0.01%	0.00%
烟气温度 T_g（℃）	80.0000																

表 13-66 玻璃钢内筒温差计算（正常运行工况）

标高（m）	烟气温度 T_g（℃）	ΔT_0（℃）		ΔT_g（℃）		ΔT_m（℃）		ΔT_w（℃）		β	ζ_t	z（m）	d（m）	烟道口顶部标高（m）	空气层厚度（m）	外筒壁厚度（mm）
		夏季	冬季	夏季	冬季	夏季	冬季	夏季	冬季							
240.0	50	15.0	15.0	0.0003	0.0003	0.0002	0.0002	1.7860	15.0100	0.3	0.4	196.0	7.217	44.00		
236.3	50	15.0	15.0	0.0004	0.0004	0.0003	0.0003	1.7860	15.0100	0.3	0.4	192.3	7.217	44.00	1.00	300
235.5	50	15.0	15.0	0.0004	0.0004	0.0003	0.0003	1.7860	15.0100	0.3	0.4	191.5	7.217	44.00	1.00	300
215.5	50	15.0	15.0	0.0011	0.0011	0.0009	0.0009	1.7860	15.0100	0.3	0.4	171.5	7.217	44.00	1.00	300
204.0	50	15.0	15.0	0.0021	0.0021	0.0017	0.0017	1.7860	15.0100	0.3	0.4	160.0	7.217	44.00	1.00	330
199.5	50	15.0	15.0	0.0027	0.0027	0.0022	0.0021	1.7860	15.0100	0.3	0.4	155.5	7.217	44.00	1.00	350
168.0	50	15.0	15.0	0.0155	0.0155	0.0124	0.0122	1.7860	15.0100	0.3	0.4	124.0	7.217	44.00	1.00	350
135.5	50	15.0	15.0	0.0941	0.0941	0.0749	0.0739	1.7860	15.0100	0.3	0.4	91.5	7.217	44.00	1.00	350

表 13-67 玻璃钢内筒温差计算（事故工况）

标高（m）	烟气温度 T_g（℃）	ΔT_0（℃）		ΔT_g（℃）		ΔT_m（℃）		ΔT_w（℃）		β	ζ_t	z（m）	d（m）	烟道口顶部标高（m）	空气层厚度（m）	外筒壁厚度（mm）
		夏季	冬季	夏季	冬季	夏季	冬季	夏季	冬季							
240.0	80	24.0	24.0	0.0005	0.0005	0.0004	0.0003	8.8103	26.9823	0.3	0.4	196.0	7.217	44.00		
236.3	80	24.0	24.0	0.0006	0.0006	0.0004	0.0004	8.8103	26.9823	0.3	0.4	192.3	7.217	44.00	1.00	300
235.5	80	24.0	24.0	0.0006	0.0006	0.0005	0.0004	8.8103	26.9823	0.3	0.4	191.5	7.217	44.00	1.00	300
215.5	80	24.0	24.0	0.0018	0.0018	0.0014	0.0014	8.8103	26.9823	0.3	0.4	171.5	7.217	44.00	1.00	300
204.0	80	24.0	24.0	0.0034	0.0034	0.0026	0.0026	8.8103	26.9823	0.3	0.4	160.0	7.217	44.00	1.00	330
199.5	80	24.0	24.0	0.0043	0.0043	0.0033	0.0033	8.8103	26.9823	0.3	0.4	155.5	7.217	44.00	1.00	350
168.0	80	24.0	24.0	0.0249	0.0249	0.0191	0.0188	8.8103	26.9823	0.3	0.4	124.0	7.217	44.00	1.00	350
135.5	80	24.0	24.0	0.1506	0.1506	0.1158	0.1139	8.8103	26.9823	0.3	0.4	91.5	7.217	44.00	1.00	350

表 13-68　　玻璃钢内筒温度应力

标高（m）	描　述	筒身弯曲温度应力 σ_z^{Tm}(MPa)		温度次应力 σ_z^{Tsec}(MPa)		筒身内外温差应力 σ_{zb}^{T}(MPa)		筒身环向温度应力 $\sigma_{\theta b}^{T}$(MPa)		ΔT_m（℃）		ΔT_g（℃）		ΔT_w（℃）	
		正常运行	事故	正常运行	事故	正常运行	事故	正常运行	事故	正常运行	事故	正常运行	事故	正常运行	事故
240.0	MK-01 顶部截面	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.6511	2.9680	1.6211	2.9141	0.0002	0.0004	0.0003	0.0005	15.0100	26.9823
236.3	236.47m 层平台截面	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.6511	2.9680	1.6211	2.9141	0.0003	0.0004	0.0004	0.0006	15.0100	26.9823
235.5	MK-01 底部截面	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.6511	2.9680	1.6211	2.9141	0.0003	0.0005	0.0004	0.0006	15.0100	26.9823
215.5	MK-03 底部截面	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000	1.6511	2.9680	1.6211	2.9141	0.0009	0.0014	0.0011	0.0018	15.0100	26.9823
204.0	204m 层平台截面	0.0001	0.0002	0.0000	0.0001	1.6511	2.9680	1.6211	2.9141	0.0017	0.0026	0.0021	0.0034	15.0100	26.9823
199.5	MK-03 顶部截面	0.0002	0.0003	0.0001	0.0001	1.6511	2.9680	1.6211	2.9141	0.0022	0.0033	0.0027	0.0043	15.0100	26.9823
168.0	168m 层平台截面	0.0012	0.0019	0.0004	0.0006	1.6511	2.9680	1.6211	2.9141	0.0124	0.0191	0.0155	0.0349	15.0100	26.9823
135.5	MK-06 底部截面	0.0075	0.0116	0.0024	0.0038	1.6511	2.9680	1.6211	2.9141	0.00749	0.1158	0.0941	0.1506	15.0100	26.9823

表 13-69　　烟气压力及内筒应力计算

项目	正常运行		事　　故	
	夏季	冬季	夏季	冬季
T_a	41.1	–21.3	41.1	-21.3
T_g	50	50	80	80
ρ_a（kg/m^3）	1.12	1.39	1.12	1.39
ρ_g（kg/m^3）	1.08	1.08	0.99	0.99
P_g（kN/m^2）	0.07	0.62	0.25	0.81
σ_θ（MPa）	0.0126	0.1123	0.0457	0.1454

表 13-70　长期组合应力　(MPa)

标高 z (m)	σ_{zc}	σ_{zt}	σ_{zb}	$\sigma_{\theta c}$	$\sigma_{\theta t}$	$\sigma_{\theta b}$
240.000	0.00	0.00	1.82	0.00	0.12	1.78
236.300	0.19	0.00	1.82	0.00	0.12	1.78
235.500	0.23	0.00	1.82	0.00	0.12	1.78
215.500	1.48	0.00	1.82	0.00	0.12	1.78
204.000	0.00	3.16	1.82	0.00	0.12	1.78
199.500	0.00	3.76	1.82	0.00	0.12	1.78
168.000	0.00	1.91	1.82	0.00	0.12	1.78
135.500	0.00	0.01	1.82	0.00	0.12	1.78

表 13-71　短期组合 1 应力　(MPa)

标高 z (m)	σ_{zc}	σ_{zt}	σ_{zb}	$\sigma_{\theta c}$	$\sigma_{\theta t}$	$\sigma_{\theta b}$
240.000	0.00	0.00	1.82	0.00	0.12	1.78
236.300	0.19	0.00	1.82	0.00	0.12	1.78
235.500	0.23	0.04	1.82	0.00	0.12	1.78
215.500	1.48	1.23	1.82	0.00	0.12	1.78
204.000	0.00	4.64	1.82	0.00	0.12	1.78
199.500	0.00	5.46	1.82	0.00	0.12	1.78
168.000	0.00	2.12	1.82	0.00	0.12	1.78
135.500	0.00	0.01	1.82	0.00	0.12	1.78

表 13-72　短期组合 2 应力　(MPa)

标高 z (m)	σ_{zc}	σ_{zt}	σ_{zb}	$\sigma_{\theta c}$	$\sigma_{\theta t}$	$\sigma_{\theta b}$
240.000	0.00	0.00	1.82	0.00	0.12	1.78
236.300	0.19	0.00	1.82	0.00	0.12	1.78
235.500	0.23	0.00	1.82	0.00	0.12	1.78
215.500	1.48	0.00	1.82	0.00	0.12	1.78
204.000	0.00	3.16	1.82	0.00	0.12	1.78
199.500	0.00	3.76	1.82	0.00	0.12	1.78
168.000	0.00	1.91	1.82	0.00	0.12	1.78
135.500	0.00	0.01	1.82	0.00	0.12	1.78

表 13-73　短期组合 3 应力　(MPa)

标高 z (m)	σ_{zc}	σ_{zt}	σ_{zb}	$\sigma_{\theta c}$	$\sigma_{\theta t}$	$\sigma_{\theta b}$
240.000	0.00	0.00	3.26	0.00	0.16	3.21
236.300	0.19	0.00	3.26	0.00	0.16	3.21
235.500	0.23	0.00	3.26	0.00	0.16	3.21
215.500	1.48	0.00	3.26	0.00	0.16	3.21
204.000	0.00	3.16	3.26	0.00	0.16	3.21
199.500	0.00	3.76	3.26	0.00	0.16	3.21
168.000	0.00	1.91	3.26	0.00	0.16	3.21
135.500	0.00	0.01	3.26	0.00	0.16	3.21

(四) 承载力验算

1. 玻璃钢材料强度设计值

根据本章计算式（13-277）、式（13-278）、式（13-281）～式（13-283）和式（13-285），玻璃钢材料强度设计值的计算结果见表 13-74（表 13-74 中的玻璃钢材料轴向和环向的抗压强度标准值分别由轴向临界屈服强度标准值及环向临界屈服强度标准值确定）。

表 13-74　玻璃钢强度允许值　(MPa)

类别	f_{zc}	f_{zt}	f_{zb}	$f_{\theta c}$	$f_{\theta t}$	$f_{\theta b}$
强度标准值	16	110	140	4	235	250
长期工况	3.44	13.23	53.9	0.86	28.27	77.5
短期工况 1、2	3.88	40.72	67.38	0.97	87	96.88
短期工况 3	3.17	37.36	61.81	0.79	79.81	79.13

2. 应力验算

玻璃钢属于脆性材料，玻璃钢内筒承载力验算采用许用应力法。

玻璃钢内筒的轴向应力需满足公式：

$$\frac{\sigma_{zt}}{f_{zt}}+\frac{\sigma_{zb}}{f_{zb}}\leqslant 1,\quad \frac{\sigma_{zc}}{f_{zc}}\leqslant 1$$

玻璃钢内筒的环向应力需满足公式：

$$\frac{\sigma_{\theta t}}{f_{\theta t}}+\frac{\sigma_{\theta b}}{f_{\theta b}}\leqslant 1,\quad \frac{\sigma_{\theta c}}{f_{\theta c}}\leqslant 1$$

玻璃钢内筒的轴向和环向同时受压时需满足公式：$\frac{\sigma_{zc}}{f_{zc}}+\left(\frac{\sigma_{\theta c}}{f_{\theta c}}\right)^2\leqslant 1$

承载力验算结果见表 13-75～表 13-78，由验算结果可以看出，内筒不同标高截面的各个工况应力比均小于 1，结构强度满足要求。

(五) 玻璃钢烟囱振动分析

参照 ASTM D5364 规定，玻璃钢内筒椭圆振动频率 f 可按下式计算（标高 135.000～240.000m 段）：

表 13-75　长期组合承载力验算

标高 z（m）	$\frac{\sigma_{zt}}{f_{zt}}+\frac{\sigma_{zb}}{f_{zb}}$	$\frac{\sigma_{zc}}{f_{zc}}$	$\frac{\sigma_{\theta t}}{f_{\theta t}}+\frac{\sigma_{\theta b}}{f_{\theta b}}$	$\frac{\sigma_{\theta c}}{f_{\theta c}}$	$\frac{\sigma_{zc}}{f_{zc}}+\left(\frac{\sigma_{\theta c}}{f_{\theta c}}\right)^2$	最大值
240.000	0.10	0.00	0.06	0.00	0.00	0.10
236.300	0.10	0.01	0.06	0.00	0.01	0.10
235.500	0.10	0.01	0.06	0.00	0.01	0.10
215.500	0.10	0.06	0.06	0.00	0.06	0.10
204.000	0.33	0.00	0.06	0.00	0.00	0.33
199.500	0.38	0.00	0.06	0.00	0.00	0.38
168.000	0.24	0.00	0.06	0.00	0.00	0.24
135.500	0.10	0.00	0.06	0.00	0.00	0.10

表 13-76　短期组合 1 承载力验算

标高 z（m）	$\frac{\sigma_{zt}}{f_{zt}}+\frac{\sigma_{zb}}{f_{zb}}$	$\frac{\sigma_{zc}}{f_{zc}}$	$\frac{\sigma_{\theta t}}{f_{\theta t}}+\frac{\sigma_{\theta b}}{f_{\theta b}}$	$\frac{\sigma_{\theta c}}{f_{\theta c}}$	$\frac{\sigma_{zc}}{f_{zc}}+\left(\frac{\sigma_{\theta c}}{f_{\theta c}}\right)^2$	最大值
240.000	0.06	0.00	0.04	0.00	0.00	0.06
236.300	0.06	0.00	0.04	0.00	0.00	0.06
235.500	0.07	0.01	0.04	0.00	0.01	0.07
215.500	0.12	0.04	0.04	0.00	0.04	0.12
204.000	0.28	0.00	0.04	0.00	0.00	0.28
199.500	0.31	0.00	0.04	0.00	0.00	0.31
168.000	0.16	0.00	0.04	0.00	0.00	0.16
135.500	0.07	0.00	0.04	0.00	0.00	0.07

表 13-77　短期组合 2 承载力验算

标高 z（m）	$\frac{\sigma_{zt}}{f_{zt}}+\frac{\sigma_{zb}}{f_{zb}}$	$\frac{\sigma_{zc}}{f_{zc}}$	$\frac{\sigma_{\theta t}}{f_{\theta t}}+\frac{\sigma_{\theta b}}{f_{\theta b}}$	$\frac{\sigma_{\theta c}}{f_{\theta c}}$	$\frac{\sigma_{zc}}{f_{zc}}+\left(\frac{\sigma_{\theta c}}{f_{\theta c}}\right)^2$	最大值
240.000	0.06	0.00	0.04	0.00	0.00	0.06
236.300	0.06	0.00	0.04	0.00	0.00	0.06
235.500	0.06	0.01	0.04	0.00	0.01	0.06
215.500	0.06	0.04	0.04	0.00	0.04	0.06
204.000	0.21	0.00	0.04	0.00	0.00	0.21
199.500	0.24	0.00	0.04	0.00	0.00	0.24
168.000	0.15	0.00	0.04	0.00	0.00	0.15
135.500	0.07	0.00	0.04	0.00	0.00	0.07

表 13-78　短期组合 3 承载力验算

标高 z（m）	$\frac{\sigma_{zt}}{f_{zt}}+\frac{\sigma_{zb}}{f_{zb}}$	$\frac{\sigma_{zc}}{f_{zc}}$	$\frac{\sigma_{\theta t}}{f_{\theta t}}+\frac{\sigma_{\theta b}}{f_{\theta b}}$	$\frac{\sigma_{\theta c}}{f_{\theta c}}$	$\frac{\sigma_{zc}}{f_{zc}}+\left(\frac{\sigma_{\theta c}}{f_{\theta c}}\right)^2$	最大值
240.000	0.12	0.00	0.07	0.00	0.00	0.12
236.300	0.12	0.00	0.07	0.00	0.00	0.12
235.500	0.12	0.01	0.07	0.00	0.01	0.12

续表

标高 z（m）	$\frac{\sigma_{zt}}{f_{zt}}+\frac{\sigma_{zb}}{f_{zb}}$	$\frac{\sigma_{zc}}{f_{zc}}$	$\frac{\sigma_{\theta t}}{f_{\theta t}}+\frac{\sigma_{\theta b}}{f_{\theta b}}$	$\frac{\sigma_{\theta c}}{f_{\theta c}}$	$\frac{\sigma_{zc}}{f_{zc}}+\left(\frac{\sigma_{\theta c}}{f_{\theta c}}\right)^2$	最大值
215.500	0.12	0.04	0.07	0.00	0.04	0.12
204.000	0.26	0.00	0.07	0.00	0.00	0.26
199.500	0.29	0.00	0.07	0.00	0.00	0.29
168.000	0.20	0.00	0.07	0.00	0.00	0.20
135.500	0.12	0.00	0.07	0.00	0.00	0.12

$$f=\frac{3}{\pi R_c^2}\sqrt{\frac{E_\theta^b I_s g}{5L_1\gamma t_e(1-\mu^2)}}$$

$$t_e=\frac{W_L}{2\pi r L_L\gamma}$$

$$\mu=\sqrt{\mu_{z\theta}\mu_{\theta z}}$$

式中 R_c——内筒中心至加劲肋形心的距离，经计算，$R_c=7.2/2=3.685(\text{m})$；

E_θ^b——玻璃钢的环向弯曲模量，$E_\theta^b=12\text{GPa}=12\times10^9\text{N/m}^2$；

I_s——加劲肋的惯性矩，$I_s=1.1\times10^{-4}\text{m}^4$；

g——重力加速度，$g=9.8\text{m/s}^2$；

L_1——加劲肋间距，$L_1=4\text{m}$；

γ——玻璃钢的容重，$\gamma=19\text{kN/m}^3=19\times10^3\text{N/m}^3$；

t_e——内筒的等效厚度，$t_e=\frac{W_L}{2\pi r L_L\gamma}=0.030(\text{m})$；

$\mu,\mu_{z\theta},\mu_{\theta z}$——$\mu$ 平均泊松比，$\mu_{z\theta}$ 环纵向泊松比，$\mu_{\theta z}$ 纵环向泊松比，$\mu=\sqrt{\mu_{z\theta}\mu_{\theta z}}=\sqrt{0.23\times0.12}=0.17$；

W_L——玻璃钢内筒的总重量（包括内筒及加劲肋），$W_L=1360.9\text{kN}=1360.9\times10^3\text{N}$；

r——玻璃钢内筒的半径，r=3.6m;

L_L——玻璃钢内筒的总长度，L_L=105m。

$$f=\frac{3}{\pi R_c^2}\sqrt{\frac{E_\theta^b I_s g}{5L_1\gamma t_e(1-\mu^2)}}=2.39(\text{Hz}) >2(\text{Hz})$$

由计算结果可知，内筒的椭圆振动频率不在压力振动的频带范围内，能够避免可能出现的共振。

（六）加劲肋设计

加劲肋的尺寸应满足下式的要求：

$$E_S I_S \geqslant \frac{PL_1 r^3}{1.15RF}$$

加劲肋采用的是壳体。加劲肋采用半个直径 300mm 圆管为模板，厚度为 12mm、与内筒粘结的长度为边长 150mm，如图 13-53 所示。

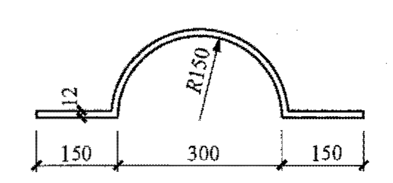


图 13-53 加劲肋截面示意图

$$E_S I_S=3.3\times10^6(\text{N}\cdot\text{m}^2)>\frac{PL_1 r^3}{1.15RF}=2.5\times10^5(\text{N}\cdot\text{m}^2)$$

加劲肋满足构造要求。

（七）对接接口连接计算

选用对接接口，双面补强，接口强度见表 13-79。

表 13-79 玻璃钢强度允许值 (MPa)

项目	f_z^C	f_z^t
设计值	200	110
长期工况	25	13.75
短期工况	40	22

接口处按等强设计，即连接板的总厚度不小于内筒的厚度，内筒结构层厚度为 18mm，接口补强的外侧厚度 18mm，内侧厚度 14mm，总厚度 32mm。

接口处的层间剪切强度为 10MPa，接口所承担的剪切应力为 $\tau=\frac{\sigma_z^t t2\pi R}{W\times2\pi R}\leqslant f_z^v$，式中 W 为接口宽度，$W\geqslant\frac{\sigma_z^t t}{f_z^v}$，由于按照等强设计，$\sigma_z^t=f_{zt}$。接口宽度计算结果见表 13-80。

表 13-80　　接口宽度计算

标高 z（m）	f_{zt}（MPa）	内筒厚度（mm）	f_z^v（MPa）	W 宽度（mm）	构造要求（mm）	实际宽度（mm）	标高 z（m）	f_{zt}（MPa）	内筒厚度（mm）	f_z^v MPa）	W 宽度（mm）	构造要求（mm）	实际宽度（mm）
240.0	40.72	21	10	85.5	400	500	204.0	40.72	21	10	85.5	400	500
236.3	40.72	17	10	69.2	400	500	199.5	40.72	21	10	85.5	400	500
235.5	40.72	17	10	69.2	400	500	168.0	40.72	17	10	69.2	400	500
215.5	40.72	17	10	69.2	400	500	135.5	40.72	17	10	69.2	400	500

第十四章

运煤及除灰渣系统建（构）筑物

第一节　翻 车 机 室

一、工艺系统简介

翻车机系统是火力发电厂以煤为燃料、铁路来煤的运煤系统重要组成部分，通常由翻车机、夹轮器、重车调车机（即重调、拨车机）、空车调车机（即空调、推车机）、迁车台和安全止挡器等组成，常用的布置方式一般有折返式布置和通过式布置两种，若采用通过式布置的翻车机系统，则无迁车台。

翻车机是铁路来煤的大型高效机械化卸车设备，运煤车厢进厂后，经重车调车机推进翻车机室，通过翻车机夹住车厢并翻转，将煤倒进地下煤斗，并通过给煤机落入带式输送机，进入地下廊道、运煤栈桥，输送至煤场或原煤仓。翻车机按每次翻车节数不同，分为单车翻车机、双车翻车机、三车翻车机和多车翻车机，电厂运煤系统多用单车翻车机和双车翻车机。

1. 单车翻车机（即单翻）

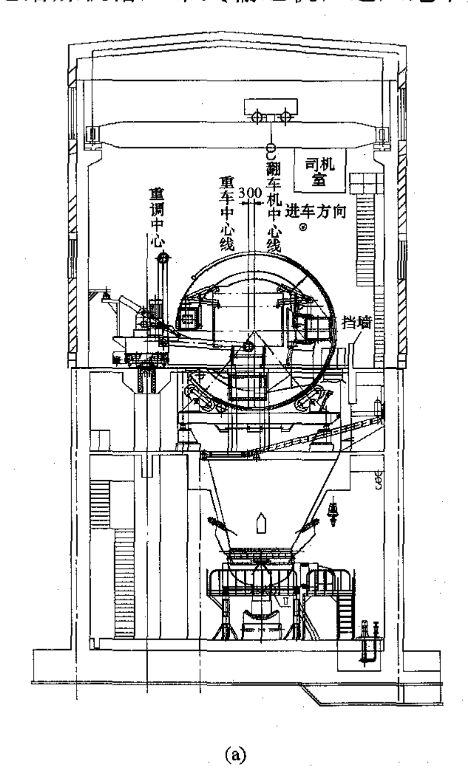
每次工作只能进行一节火车车厢翻卸的翻车机称为单车翻车机。通常又分为单台翻车机和双台翻车机，即单台单翻（图 14-1）和双台单翻（图 14-2）。

2. 双车翻车机（即双翻）

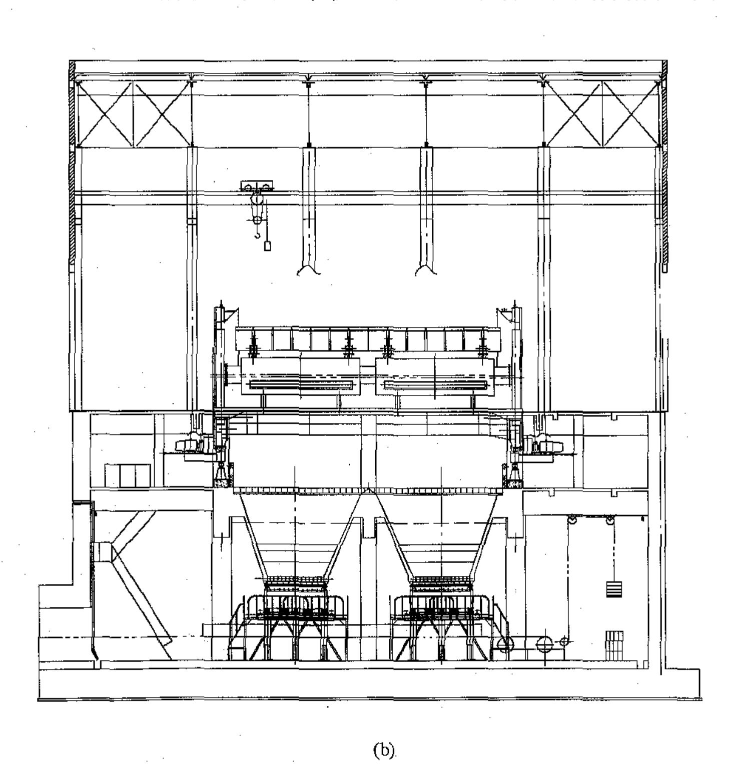
每次工作时可进行两节车厢翻卸的翻车机称为双车翻车机，通常又分为单台翻车机和双台翻车机，即单台双翻（图 14-3）和双台双翻（图 14-4）。

3. 工艺布置

（1）从层数上来看。若在煤斗出口处安装活化给煤机，则翻车机地下室通常有三层结构层（图 14-3）。



(a)



(b)

图 14-1　单台单翻

（a）单台单翻横向布置图；（b）单台单翻纵向布置图

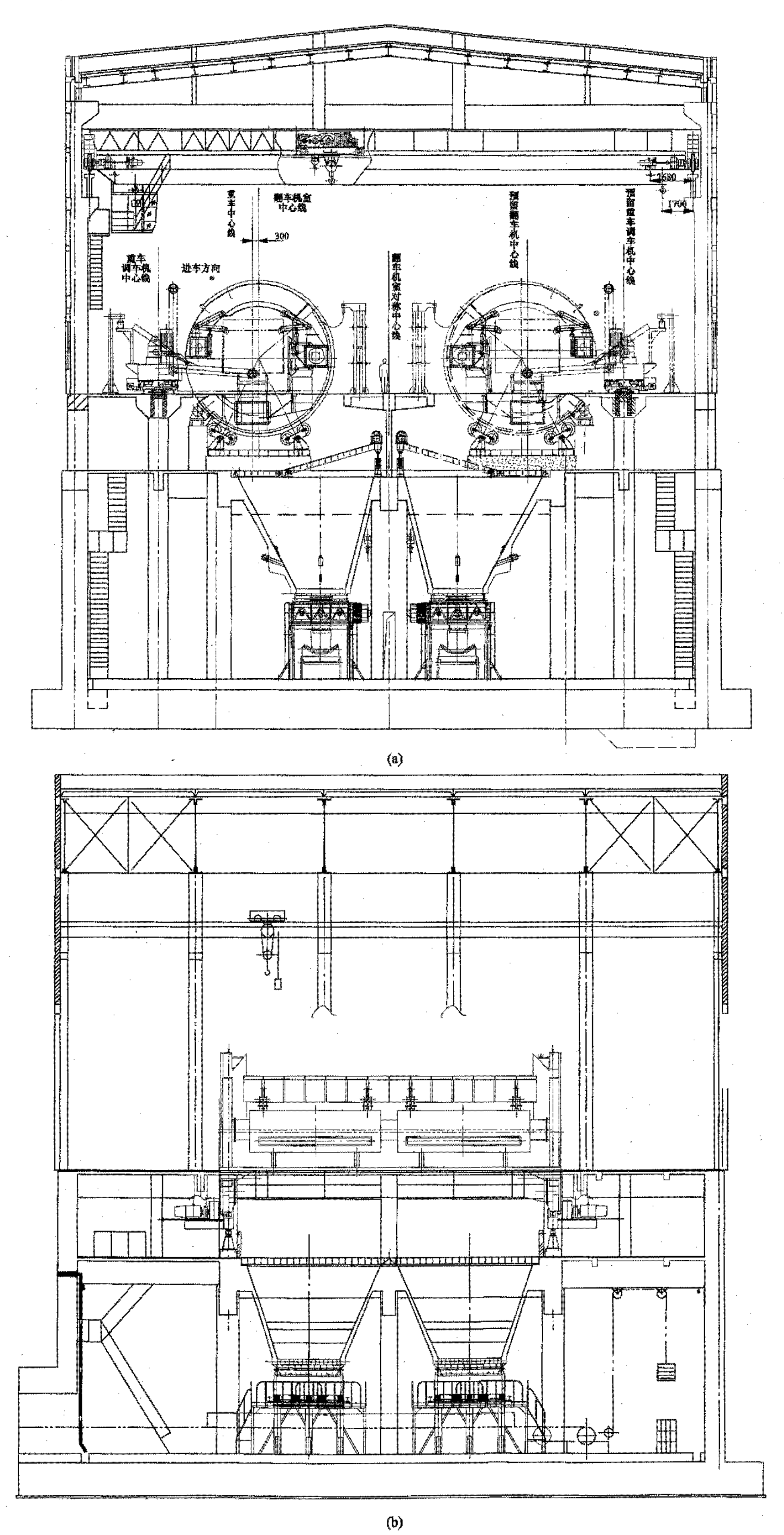


图 14-2　双台单翻

（a）双台单翻横向布置图；（b）双台单翻纵向布置图

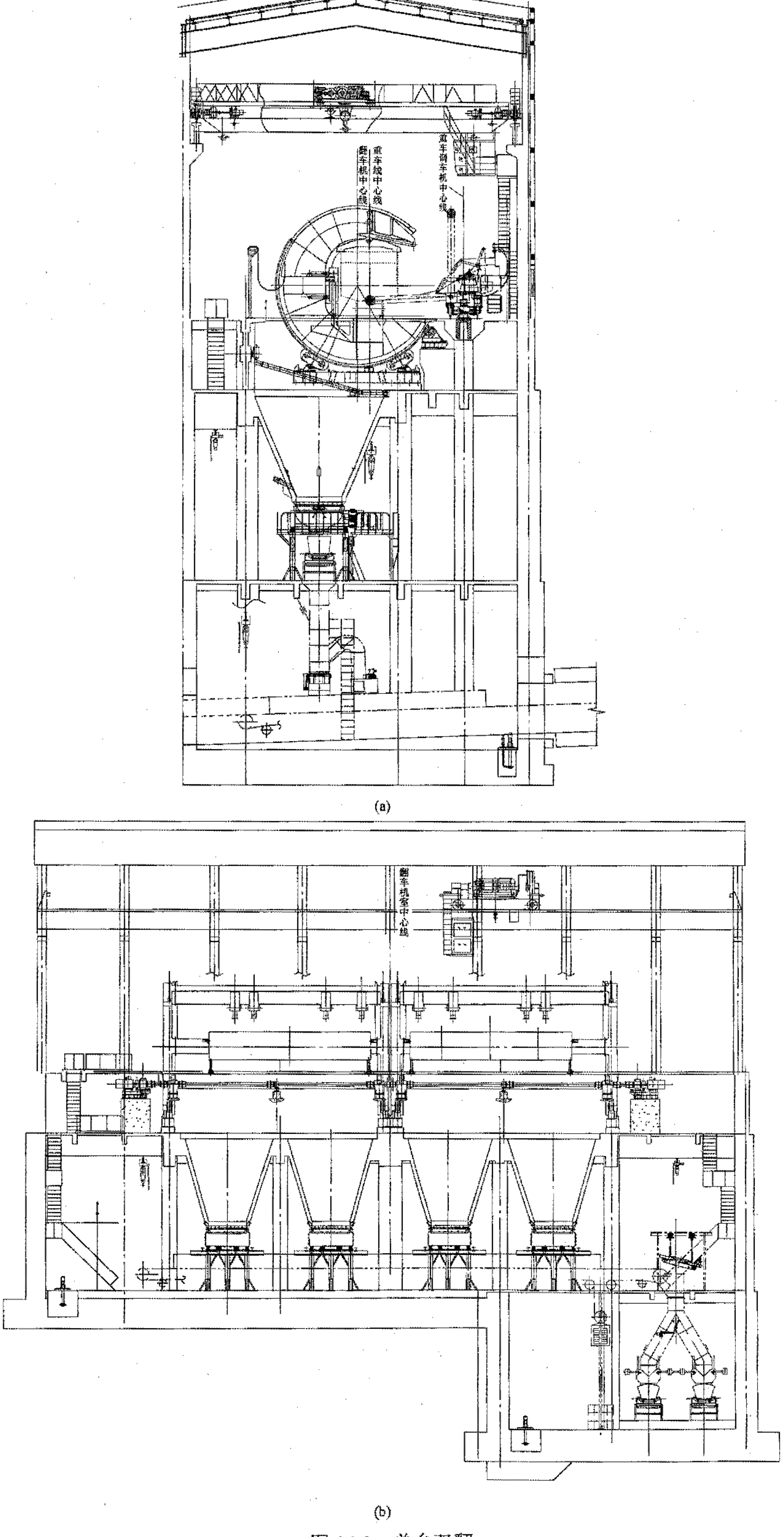


图 14-3　单台双翻

（a）单台双翻横向布置图；（b）单台双翻纵向布置图

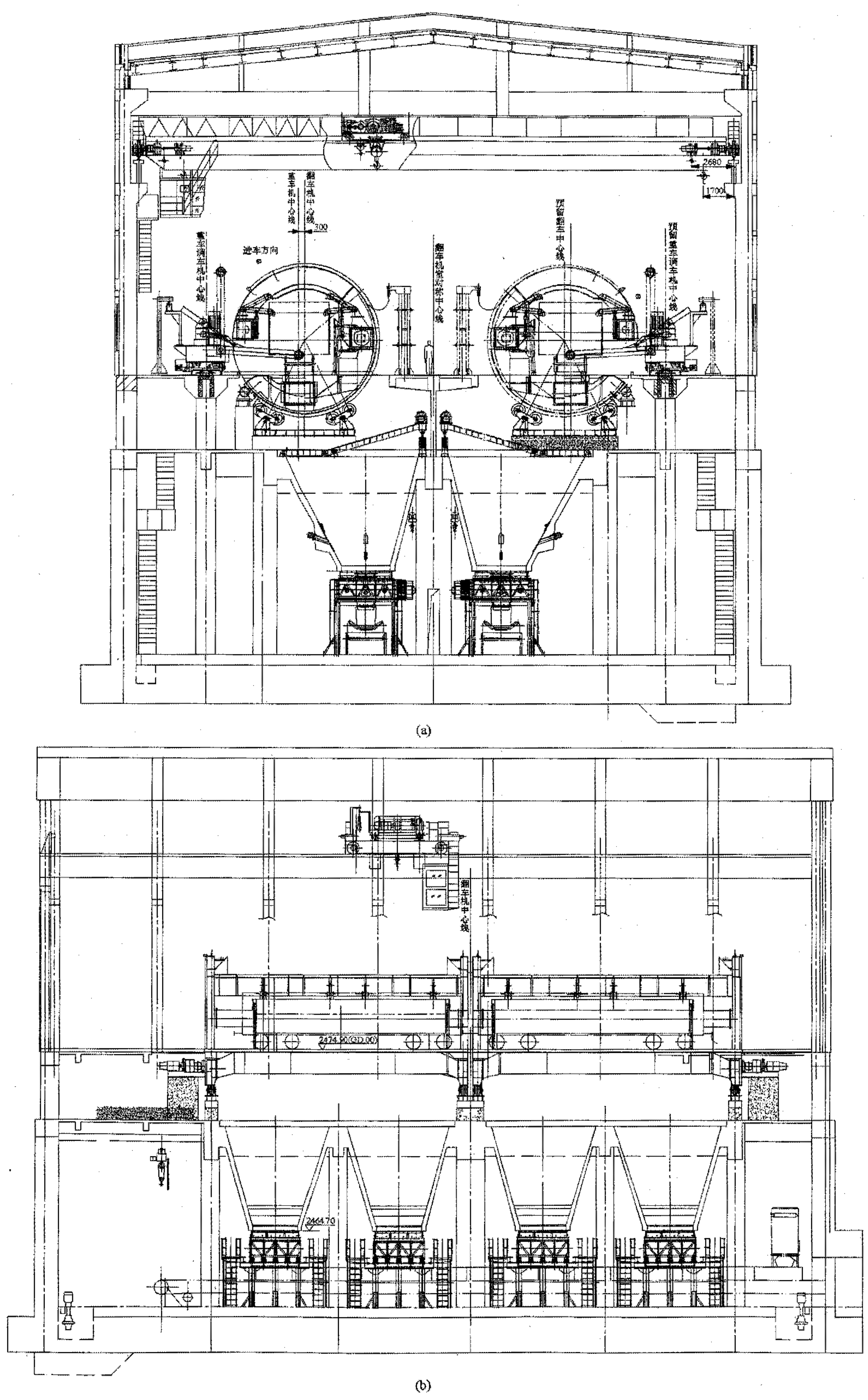


图 14-4 双台双翻
（a）双台双翻横向布置图；（b）双台双翻纵向布置图

自上而下依次为：零米翻车机层、煤斗层、运煤皮带层。若在煤斗出口处安装皮带给煤机，一般会单独设置受煤输送机层，则翻车机地下室通常有四层结构层（图 14-5）。

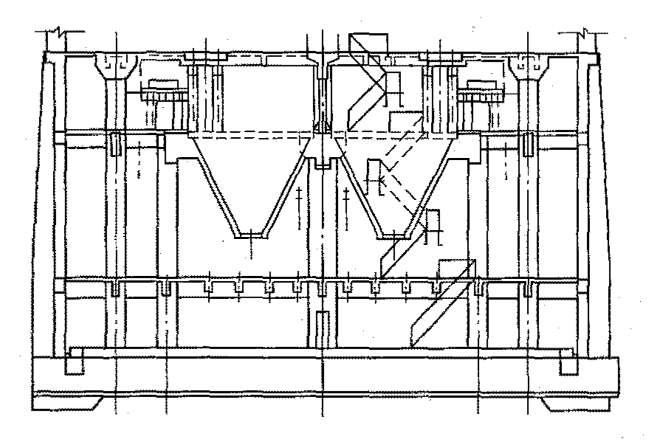


图 14-5　四层结构层布置示意图

（2）从火车铁路线和运煤皮带运输方向来看。通常布置火车铁路线和运煤皮带运输方向平行，结构布置紧凑，但也有火车铁路线和运煤皮带运输方向垂直的。这两种布置方法不一定增加结构层数，层数的确定应根据是否安装移动式皮带给煤机或是否可以安装给煤架来定。

二、结构选型与布置

翻车机室分上部结构和下部结构。上部结构为地面以上的结构，包括承重及围护结构；下部结构为地面以下各层，包括地下室的侧壁、底板、地下转运皮带层、煤斗及煤斗层、翻车机重车及空车的支承层。

（一）结构选型

1. 翻车机室上部结构

横向一般采用单跨现浇钢筋混凝土排架结构，纵向采用现浇钢筋混凝土框架结构，行车梁采用预制钢筋混凝土梁或钢梁。屋面采用钢屋架、实腹钢梁、网架结构时，配以轻型屋面板；跨度不大时，也可以采用现浇钢筋混凝土屋面结构。

2. 翻车机室下部结构

当设有两台转子式或侧翻式翻车机时，一般可采用钢筋混凝土圆形结构或箱形结构。当设有一台转子式或侧翻式翻车机时，一般采用钢筋混凝土箱形结构。

（1）根据工程具体地质条件，通常底板采用现浇钢筋混凝土板式结构（图 14-6）或梁板式结构（图 14-7），侧壁采用现浇钢筋混凝土板式（图 14-6）或板式扶壁柱结构（图 14-7）。

（2）当无地下水影响时，底板可采用板肋式或分离式，侧壁和底板采用现浇式或装配式钢筋混凝土结构。

（3）翻车机室内楼面采用钢筋混凝土梁板式结构（图 14-8）。

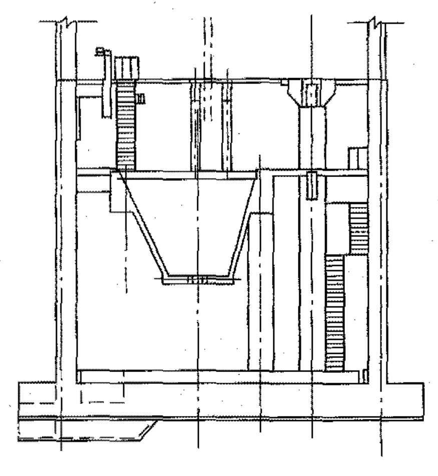


图 14-6　板式结构

（4）煤斗常采用现浇钢筋混凝土方锥形结构（图 14-9）。

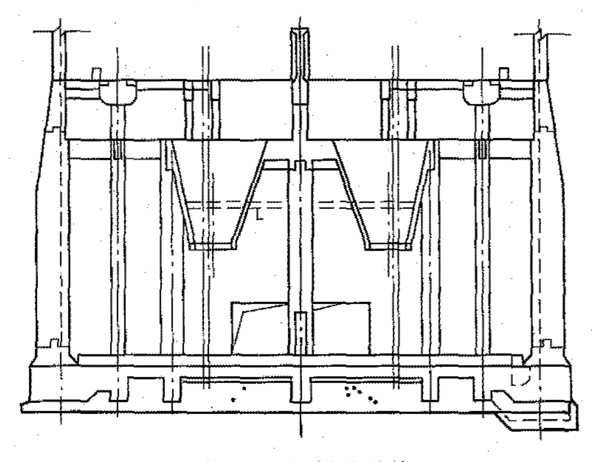


图 14-7　梁板式结构

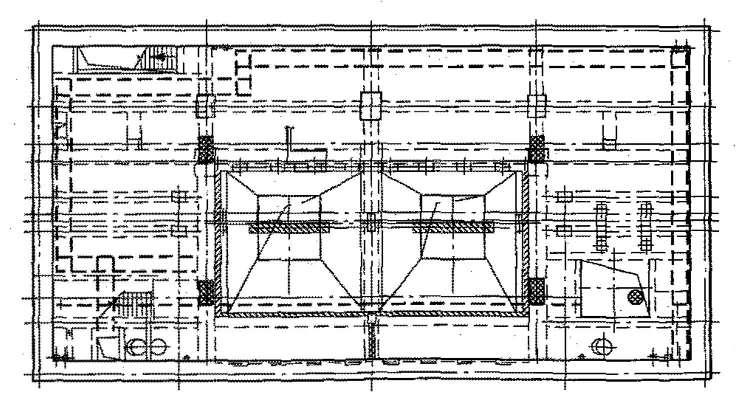


图 14-8　梁板式楼面结构布置

（二）结构布置

（1）翻车机室的结构布置应根据工艺专业提供的柱网、跨度、层高、定位轴线、各层平面布置图等资料，确定结构的柱网及各层的梁板布置，且满足结构自身合理性及工艺专业的开孔、设备、检修等要求。

（2）地下转运皮带层应布置排水沟和集水坑等，排水沟的纵向坡度不得小于 0.5%，横向坡度应为 1%～3%。坡向应根据沟、坑的位置确定。

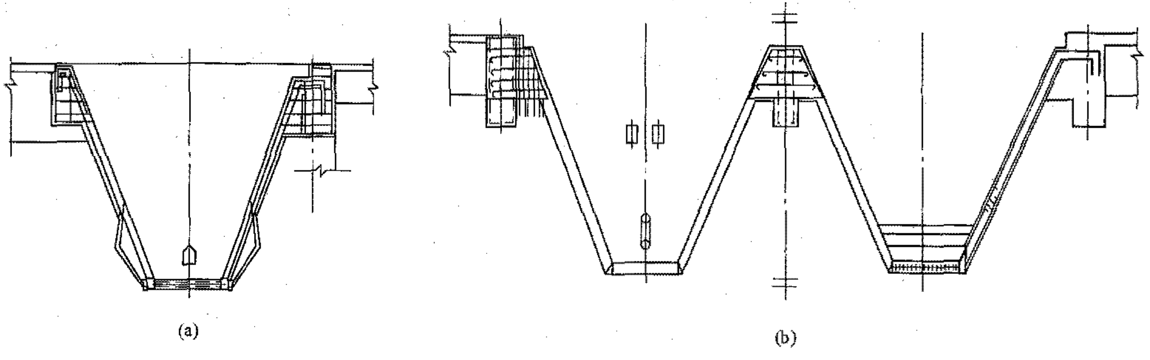


图 14-9　煤斗剖面图

（a）煤斗横向剖面图；（b）煤斗纵向剖面图

（3）结构布置时应明确与运煤廊道的接口，一般在侧壁外 1.000m 处，并与运煤总图一致。

（4）设置变形缝时，应考虑重车线及空车线轨道连接定位尺寸的模数，与室外的卸车设施接口，设在侧壁外 0.500m 左右。

（5）翻车机下设结构梁，楼板的布置应尽量避免悬臂。

（三）设计流程

1. 收集资料，确定结构布置图

根据运煤、暖通等专业提供的工艺布置资料，初步确定结构轴线尺寸、结构布置（包括梁、柱断面）；并根据地下水位条件、当地环境、业主要求等确定地下结构和上部结构的结构型式，完成初步的结构布置图，并将结构布置图提供给工艺专业进行确认。

2. 荷载导算

翻车机室地上和地下部分各层结构按各自结构单元分别进行荷载导算（包括楼屋面的恒荷载、活荷载、砖墙荷载以及设备荷载）。

3. 结构计算（以有限元软件整体计算为例）

（1）模型建立。上部结构和下部结构可整体进行建模分析，也可分开建模。如果分开建模，上部结构荷载直接施加到下部结构模型上。

（2）荷载施加。按照本节前面所述要求施加荷载至模型上，并进行荷载组合。

（3）分析计算。按实际要求施加约束，划分网格，分析计算。

4. 结果分析和构件调整

（1）检查上部、下部模型计算结果是否合理，如不合理需要调整构件尺寸。计算结果检查包括构件强度、结构变形是否满足规范要求，构件的配筋率是否在经济配筋率范围内等。

（2）进行地基承载力、地基变形和抗浮验算不满足要求时，需要调整构件尺寸。

5. 绘制施工图

根据调整后模型的尺寸绘制布置图，根据配筋结果绘制配筋图。

三、结构计算

（一）设计基本参数

1. 环境条件

通常根据工程施工图阶段的《岩土勘测报告》《水文气象报告》对基本风压、基本雪压、设计基本地震加速度、抗震设防烈度、场地类别、环境温度和环境类别等予以确定。

2. 基本要求

（1）结构安全等级为二级，结构重要性系数 γ_0=1.0。结构设计使用年限一般按 50 年考虑，国外工程按设计合同确定。

（2）抗震设防类别为丙类，抗震构造措施按丙类建筑进行设计。

（3）翻车机室内耐火等级为二级，火灾危险性分类为丙级。

（4）煤斗仓壁的正常使用状态时最大裂缝宽度的允许值为 0.2mm。

3. 设计技术条件

（1）结构设计所需资料见表 14-1。

表 14-1　设计所需的主要资料

序号	资料名称	资料内容	提供专业
1	建筑图	翻车机室各层平面、剖面布置图	建筑
2	运煤资料	根据柱（梁）结构布置及建筑图，提各层平面布置等工艺细部资料，包括地下煤斗及设备基础布置，荷重、开孔等要求	运煤

续表

序号	资料名称	资料内容	提供专业
3	暖通资料	楼面除尘器基础及风机墙上开孔、埋件等	暖通
4	水工资料	给排水及消防开孔、埋件等	供水
5	电气资料	电气盘柜及桥架埋件和电缆竖井开孔、埋件等	电气
6	运煤隧道	地下运煤走廊与翻车机室连接接口的位置、标高等要求	结构、运煤
7	地质资料	翻车机室所在位置之地质资料，必要时试桩报告或复合地基试验报告	岩土
8	总图资料	总平面布置和竖向布置图	总图

（2）接口资料。

1）铁路道床接口。与铁路设计院配合，明确翻车机室内钢轨、挡板和弹条的连接做法，尽量与铁路钢轨做法一致。

2）设备厂家安装接口。根据工艺专业提供的资料，明确翻车机、振动煤箅子等设备的预埋件的位置、标高以及详细做法等；各层留孔位置、留孔大小等。

（二）荷载及荷载组合

1. 荷载

（1）永久荷载（恒荷载）。包括结构自重（包括梁、板、柱、墙、煤斗及各种建筑材料自重等）；固定设备重、地下部分土压力、地下水位以下的水压力等。地下部分土压力、地下水位以下的水压力按 GB 50007《建筑地基基础设计规范》进行计算。

（2）可变荷载（活荷载）。

1）按照 DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》要求确定的荷载：顶部地面层［±0.000 楼（地）层］为 10kN/m^2；中间翻车机层、底部接煤转运层、受煤输送机层为 4kN/m^2；屋面层为 0.7kN/m^2。

2）工艺专业提供的荷载值。

3）厂家设备基础的荷载及其动力系数。

4）中华人民共和国铁路标准活荷载（即“中-活荷载”）的火车荷载。

翻车机室内为两线卸煤（指两台翻车机同时卸煤）时，机车活荷载作用在框架横梁上的荷载应乘以折减系数 0.9。

5）煤斗内煤为可变荷载。如工艺专业提供煤荷载时，应按工艺专业荷载计算，如工艺专业没有提供，应按煤斗内同时装满煤且高出煤斗 0.5～1.0m 来取值。当多孔煤斗时应考虑煤斗空载与满载的最不利组合。

（3）风荷载：风荷载的计算按照 GB 50009《建筑结构荷载规范》。

（4）雪荷载：雪荷载的计算按照 GB 50009《建筑结构荷载规范》。

（5）地震作用。抗震设防烈度的确定主要依据岩土工程报告中的资料确定，其中包括各工程的地震安全性评价报告和上阶段设计对地震参数的审查意见。

计算地震作用时，建筑的重力荷载代表值应取结构、设备、构配件的自重荷载标准值和各变荷载的组合值之和。参与的各类可变荷载及其组合值系数应按表 14-2 采用。

表 14-2　组合值系数表

可变荷载种类	组合值系数
计算框架用的楼面活荷载	0.5
屋面活荷载	不考虑
设备正常运行荷载	1.0
煤荷载	0.8

（6）吊车荷载：吊车荷载根据厂家资料并按照 GB 50009《建筑结构荷载规范》执行。

2. 荷载组合

（1）荷载组合基本原则。

1）翻车机室结构的荷载效应组合应按 GB 50009《建筑结构荷载规范》的荷载效应组合及 GB 50011《建筑抗震设计规范》的地震作用效应和其他荷载效应组合的原则进行。

2）翻车机室的荷载效应组合应区分荷载不同工况（安装工况、运行工况），分别进行组合，不应盲目叠加。

3）翻车机室框排架的荷载效应组合时，不考虑施工安装时大件设备的运输、起吊等临时荷载，一般采取临时措施解决，必要时可对个别构件进行承载能力验算，其安全等级可降低一级。

4）翻车机室内设备非正常运行工况时的活荷载，不参与框、排架整体分析时的荷载效应基本组合。但在构件及其连接设计时，应将此类活荷载作为可变荷载之一，参与其他荷载效应的最不利组合进行设计，其组合值系数取 1.0，结构构件的安全等级不应降低。

5）翻车机室框排架的荷载效应偶然组合，可根据实际情况按 GB 50009《建筑结构荷载规范》规定的原则进行组合。

6）地震作用及效应组合。结构构件的地震作用与其他荷载效应的基本组合应按式（14-1）计算，结构不考虑风荷载参与组合，也不考虑竖向地震作用。

$$S=\gamma_G S_{GE}+\gamma_{Eh} S_{Ehk} \tag{14-1}$$

式中　S_{GE}——重力荷载代表值的效应；

γ_G——重力荷载的分项系数，一般情况应取 1.2；当重力荷载效应对构件承载能力有利时，不应大于 1.0；

S_{Ehk}——为水平地震作用标准值的效应，尚应

乘以相应的增大系数或调整系数；

γ_{Eh} ——为水平地震作用分项系数，应取 1.3。

（2）荷载组合。按 GB 50009《建筑结构荷载规范》和 DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》中荷载章节的规定执行。

其中楼（屋）面活荷载的组合系数：①±0.000楼（地）面取 1.0；②各层混凝土平台取 0.8；③屋面取 0.7；④设备荷载的组合系数取 1.0；⑤风荷载为 0.6；⑥雪荷载的组合系数 0.7；⑦煤荷载的组合系数 1.0。

上部结构荷载的效应组合同一般地上建筑物，地下部分计算时荷载的效应组合，如下：

$$1.0S_{Gk}+1.0S_{Sk}+1.0S_{Ck}+0.7S_{Q1k}+1.0S_{Q2k}+\Psi_{Q3}S_{Q3k}$$

$$1.0S_{Gk}+1.0S_{Sk}+1.0S_{Q1k}+1.0S_{Ck}+1.0S_{Q2k}+\Psi_{Q3}S_{Q3k}$$

$$1.2S_{Gk}+1.2S_{Sk}+1.3S_{Ck}+1.4\times0.7S_{Q1k}+1.3S_{Q2k}+\gamma_{Q3k}\Psi_{Q3}S_{Q3k}$$

$$1.2S_{Gk}+1.2S_{Sk}+1.4S_{Q1k}+1.0S_{Ck}+1.3S_{Q2k}+\gamma_{Q3}\Psi_{Q3}S_{Q3k}$$

$$1.0S_{Gk}+1.0S_{Sk}+1.3S_{Ck}+1.4\times0.7S_{Q1k}+1.3S_{Q2k}+\gamma_{Q3}\Psi_{Q3}S_{Q3k}$$

$$1.0S_{Gk}+1.0S_{Sk}+1.4S_{Q1k}+1.0S_{Ck}+1.3S_{Q2k}+\gamma_{Q3}\Psi_{Q3}S_{Q3k}$$

$$1.35S_{Gk}+1.35S_{Sk}+1.3S_{Ck}+1.4\times0.7S_{Q1k}+1.3S_{Q2k}+\gamma_{Q3}\Psi_{Q3}S_{Q3k}$$

$$1.0S_{Gk}+1.0S_{Sk}+1.0S_{Ck}+0.4S_{Q1k}+0.6S_{Q2k}+0.7S_{Q3k}$$

式中　S_{Gk} ——永久荷载标准值的荷载效应值；

S_{Sk} ——土压力标准值的荷载效应值；

S_{Ck} ——贮料（煤）标准值的荷载效应值；

S_{Q1k} ——车辆活荷载标准值的荷载效应值；

S_{Q2k} ——设备活荷载标准值的荷载效应值；

S_{Q3k} ——楼面活荷载标准值的荷载效应值；

γ_{Q3} ——荷载分项系数，见第三章的规定；

Ψ_{Q3} ——楼面荷载组合值系数，见本节表 14-2 的规定。

（三）计算原则

1. 计算模型

（1）翻车机室结构单元可分地上部分和地下部分，分别建模并进行计算分析。地下部分计算时，可直接输入上部结构的荷载。地上部分按钢筋混凝土框排架计算分析；地下部分宜采用空间有限元方法进行内力分析，也可简化为纵、横平面结构体系进行计算。

（2）翻车机室结构也可整体建模，采用空间有限元方法进行内力分析。

（3）计算简图及计算。

1）平面计算时，常用的翻车机室型式及计算简图见表 14-3。

表 14-3　　翻车机室型式与计算简图

序号	结构型式	计算简图	
		门架、框架体系	沟壁、底板体系
1	1 台转子式翻车机	可设支撑或不设支撑	通道孔必须加强
2	2 台转子式翻车机 a型		斗壁 侧壁 底板按简支板计算
3	2台转子式翻车机 b型		筒壁按圆筒壳计算 底板按弹性地基上圆板计算

2）常用的翻车机室侧壁计算见表 14-4。

表 14-4　　**翻车机室侧壁计算公式**

序号	荷　载　简　图	计算公式与参数取值
一、		$\lambda_1=\frac{H_1}{H}\quad \lambda_2=\frac{H_2}{H}\quad \lambda_3=\frac{H_3}{H}\quad \lambda_n=\lambda_1+\lambda_2$ $m=\frac{1}{\sin\theta}\quad n=\frac{I_1}{I_2}\quad K_2=\frac{1}{6}(3-\lambda_3)\ \lambda_3^2$ $K_1=\frac{1}{3}\left[1+\lambda_n^3\left(\frac{m}{n}-1\right)+\frac{\lambda_1^3}{n}(1-m)\right]+VC_1$ $K_3=\frac{1}{3}\lambda_3^3+VC_2,\ R_2=\frac{a_1K_1-a_2K_2}{K_2^2-K_1K_3}k_f$ $R_1=\frac{-a_2-K_2R_2}{K_1},\ V=\frac{EI_2}{H^3}$
（1）		$a_1=-\frac{qH}{24}(3-4\lambda_n+\lambda_n^4)$ $a_2=-\frac{qH}{8}\left[1+\lambda_n^4\left(\frac{m}{n}-1\right)+\frac{\lambda_1^4}{n}(1-m)\right]$
（2）		$a_1=\frac{qH}{12}(\lambda_1^2\lambda_2^2+3\lambda_1\lambda_2\lambda_3^2+2\lambda_1\lambda_3^3)$ $a_2=\frac{qH}{6}\left[\frac{1}{5n}\lambda_1^4+\frac{m}{n}\lambda_1\lambda_2(\lambda_1+\lambda_2)^2+\lambda_1\lambda_2\lambda_3(3+\lambda_1)\ +\lambda_1\lambda_3(1-\lambda_2)^2\right]$
（3）		$a_1=-\frac{qH}{30}\left(1-\frac{5}{4}\lambda_n+\frac{\lambda_n^5}{4}\right)$ $a_2=-\frac{qH}{30}\left[\frac{\lambda_1^5}{n}+\frac{m}{n}(\lambda_n^5-\lambda_1^5)+(1-\lambda_n^5)\right]$
（4）		$a_1=\frac{qH}{12}(3\lambda_1^2\lambda_3^2+6\lambda_1\lambda_2\lambda_3^2+4\lambda_1\lambda_3^3)$ $a_2=\frac{qH}{12}\left[6\lambda_1^3\left(\lambda_3+\frac{m}{n}\lambda_2\right)+9\lambda_1^2\left(\lambda_3^2+\frac{m}{n}\lambda_2^2\right)+4\lambda_1\left(\lambda_3^3+\frac{m}{n}\lambda_2^3\right)+\frac{3}{2n}\lambda_1^4+12\lambda_1\lambda_2\lambda_3\left(1+\frac{\lambda_1}{2}\right)\right]$
（5）		$a_1=-\frac{M}{2H}\lambda_3^2$ $a_2=-\frac{M}{2H}\lambda_3(2-\lambda_3)$

续表

序号	荷 载 简 图	计算公式与参数取值
(6)		$a_1=\frac{qH}{12}m^2(3\lambda_2^2\lambda_3^2+4\lambda_2\lambda_3^3)$ $a_2=\frac{qH}{12}\left[\frac{m}{2n}\lambda_2^3(4\lambda_1+3\lambda_2)+6\lambda_1\lambda_2\lambda_3(1-\lambda_1)+\lambda_2\lambda_3(6\lambda_2^2+9\lambda_2\lambda_3+4\lambda_3^2)\right]$
(7)		$a_1=\frac{qH}{12}m^2(\lambda_2^2\lambda_3^2+2\lambda_2\lambda_3^3)$ $a_2=\frac{qH}{6}m^2\left[\frac{m}{n}\lambda_2^3\left(\frac{\lambda_1}{4}+\frac{\lambda_2}{5}\right)+\frac{1}{2}\lambda_1\lambda_2\lambda_3(2\lambda_2+3\lambda_3)+\lambda_2\lambda_3(1-\lambda_2)^2\right]$
二、		$\lambda_1=\frac{H_1}{H}\quad\lambda_2=\frac{H_2}{H}\quad m=\frac{1}{\sin\theta}$ $n=\frac{I_1}{I_2}\quad K_1=\frac{1}{3}\left[1+\lambda_1^3\left(\frac{m}{n}-1\right)\right]+VC_1$ $K_2=\frac{1}{6}[\lambda_2^2(2+\lambda_1)]$，$K_3=\frac{1}{3}\lambda_2^3+VC_2$ $R_2=\frac{a_1K_1-a_2K_2}{K_2^2-K_1K_3}K_f$，$R_1=\frac{-a_2-K_2R_2}{K_1}$，$V=\frac{EI_2}{H^3}$
(1)		$a_1=-\frac{qH}{24}(3-4\lambda_1+\lambda_1^4)$ $a_2=-\frac{qH}{8}\left[1+\lambda_1^4\left(\frac{m}{n}-1\right)\right]$
(2)		$a_1=-\frac{qH}{30}\left(1-\frac{5}{4}\lambda_1+\frac{\lambda_1^5}{4}\right)$ $a_2=-\frac{qH}{30}\left[1+\lambda_1^5\left(\frac{m}{n}-1\right)\right]$
(3)		$a_1=-\frac{M}{2H}\lambda_2^2$ $a_2=-\frac{M}{2H}\lambda_2(2-\lambda_2)$

续表

序号	荷载简图	计算公式与参数取值
（4）	q	$a_1=\dfrac{qH}{12}m^2(3\lambda_1^2\lambda_2^2+4\lambda_1\lambda_2^3)$ $a_2=\dfrac{qH}{12}\left[\dfrac{3m^2}{2n}\lambda_1^4+m^2(6\lambda_1^3\lambda_2+9\lambda_1^2\lambda_2^2+4\lambda_1\lambda_2^3)\right]$
（5）	q	$a_1=\dfrac{qH}{12}m^2(\lambda_1^2\lambda_2^2+2\lambda_1\lambda_2^3)$ $a_2=\dfrac{qH}{6}\left(\dfrac{m^3}{5n}\lambda_1^4+m^2\lambda_1\lambda_2\right)$

注 1. K_f 为反力系数，一般取 K_f =0.8～0.9；

2. C_1、C_2 为柔性系数，见 DL 5022—2012《火力发电厂土建结构设计技术规程》第 F.0.4，计量单位为 m/kN。

（4）翻车机室结构布置中，当煤斗斜壁连同地下室下部侧壁支撑在平台梁上，计算侧壁可将平台结构作为水平弹性支点，但平台结构应按双向受弯构件受弯计算。计算中应考虑扶壁柱的弹性变形对侧壁的影响，给煤机平台板的支承反力系数一般可取 0.8～0.9。

（5）计算直接支承翻车机的大梁承载力时，其竖向和水平荷载应乘以动力系数。该系数应由工艺设计专业提供，在无资料情况下也可按表 14-5 采用。由设备产生的垂直和水平力应按制造厂有关规定执行。

表 14-5　　翻车机荷载的动力系数

翻车机种	动力系数	
	竖向	水平
侧翻式	1.5～2.0	1.5～2.0
转子式	2.5	2.0～2.2

（6）计算地下土体侧压力时，应按建筑物所在土体的物理参数进行计算；有地下水时，应考虑地下水影响，考虑防水、防渗的措施，并应进行结构的抗浮计算。

（7）结构计算时，上部土重、结构自重、设备及车辆重、煤重、土压力、水压力等不应遗漏。

（8）重车梁、火车支撑梁除满足承载力外，还应满足疲劳性能的要求。

2. 结构的计算软件

一般可采用 PKPM 进行建模分析；在地上部分和地下部分整体建模时可以采用 SAP2000、STAAD 或 SATWE 进行整体分析；地上部分或侧壁也可采用 PK 来进行分析。

3. 煤斗计算

（1）煤斗的贮料的压力，按浅仓的贮料压力进行计算，详见本章第 2 节。

（2）煤斗的荷载及荷载效应组合、储料压力计算均应按 GB 50077《钢筋混凝土筒仓设计规范》的规定。

仓底设有偏心卸煤口或多个卸煤口时，应考虑偏心卸煤的影响。当偏心距 $e<0.2R_n$ 时（R_n 为煤斗内半径），可不考虑偏心卸煤的影响。

（3）煤斗仓壁及仓底结构的计算应符合 GB 50077《钢筋混凝土筒仓设计规范》的规定。

4. 结构构件设计计算

（1）侧壁承载力以及裂缝验算。

1）侧壁的配筋，根据扶壁柱、侧壁梁的分隔，将侧壁板按板长宽比的要求，可按单项板或双向板进行计算。

2）可采用 PK 进行计算分析，按一般钢筋混凝土板进行承载力、配筋计算，并对侧壁裂缝宽度进行验算。

（2）底板承载力以及裂缝验算。

1）根据计算软件进行结构整体分析，按一般钢筋混凝土板进行承载力、配筋计算，并对底板裂缝宽度

进行验算。

2）可采用翻车机室结构计算结果接力交叉地基梁计算，得出梁及底板的配筋。

（3）内部梁柱结构承载力计算。

1）根据计算软件进行结构整体分析，可知内部梁柱承载力、配筋值。

2）支承火车重车线和空车线的梁配筋计算应按深梁设计，还需按照影响线法进行内力分析和配筋验算，并满足深梁的构造配筋要求。

5. 抗浮稳定性验算

按照 DL/T 5339—2006《火力发电厂水工设计规范》第 6.5.6.4 条验算翻车机室结构的抗浮稳定公式如下是：

$$\frac{G}{F} \geqslant K_f \tag{14-2}$$

式中 K_f——抗浮稳定安全系数，基本荷载效应组合取 1.10，偶然荷载效应组合取 1.05；

G——抗浮力设计值，不包括设备重、使用及安装荷载；

F——浮力设计值，按运行及施工时可能出现的高水位考虑。

岩石地基时 $F=\eta\gamma_w V_0$

式中 γ_w——水的重度；

V_0——建筑物淹没在水位以下部分的体积；

η——浮力作用面积系数，可根据岩石的构造情况，建筑物底板与基岩接合面的施工条件确定，亦可参考相似工程的已有经验确定，一般取：$\eta = 0.7 \sim 1.0$。

四、构造要求和注意事项

（一）构造要求

1. 上部结构

按一般钢筋混凝土结构，根据 GB 50011《建筑抗震设计规范》的相关要求采取相应的抗震措施。

2. 地下部分

（1）当侧壁和底板为板式结构时，侧壁的水平筋应插入邻壁，其直线长度不少于 200mm（且不小于 $20d$），侧壁顶部应考虑温度筋。受力钢筋的接头应优先采用焊接接头，非焊接的搭接接头应设置在构件受力较小处。

（2）当侧壁和底板为梁板式结构时，梁柱的连接同一般的钢筋混凝土框架结构。

（3）侧壁和侧壁之间以及侧壁和底板之间可以采用加腋。侧壁和侧壁间加腋：加腋高度为 0.8～1 倍的壁板厚度，倾角 1:1；配筋面积不小于受力钢筋面积的 1/2～1/3；间距一般采用受力钢筋间距的两倍。侧壁和底板间加腋：加腋高度为 0.6～0.8 倍的壁板厚度，倾角 1:2～1:3；配筋面积不小于受力钢筋面积的 1/2～1/3。

（4）钢筋混凝土的抗渗，应以混凝土本身的密实性满足抗渗要求。混凝土的抗渗等级应满足 GB 50108《地下工程防水技术规范》的要求。

（5）翻车机室地下部分混凝土结构不得采用氯盐作为防冻、早强的掺合剂。

（6）翻车机室地下部分结构在拐角处的钢筋，应有足够的长度锚入相邻的壁内，锚固长度应自壁的内侧表面算起，详见图 14-10，钢筋锚固长度需满足相关规范及标准要求。受力钢筋的接头应优先采用机械连接，搭接接头应设置在构件受力较小处。

（7）开孔处的加固。洞口边长不大于 800mm 时，两侧和上部、下部应设附加钢筋，附加钢筋数量不小于洞口切断钢筋总面积的 1.3 倍，洞口四周必须设置 45°方向的斜向附加钢筋，每个转角处的钢筋按墙厚度每 100mm 不宜少于 250mm^2 配置，且不小于 2ϕ16，详见图 14-11 所示。洞口边长大于 800mm 时宜设置暗柱和暗梁。

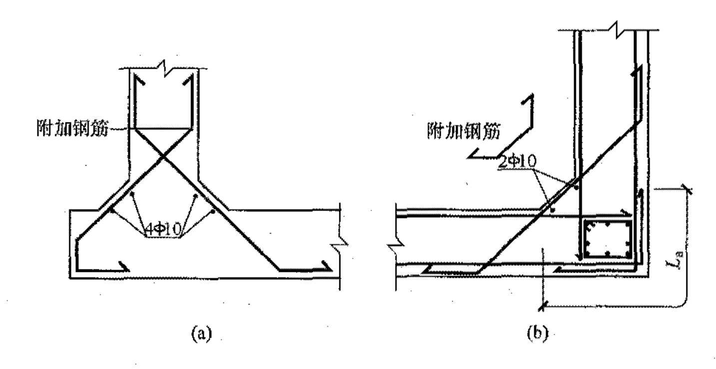


图 14-10 侧壁钢筋锚固示意图

（a）侧壁与底板连接图；（b）侧壁与侧壁连接图

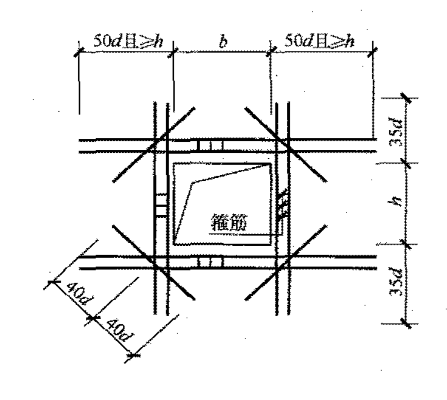


图 14-11 洞口加筋图

（8）施工缝。在施工地下部分侧壁和底板时，应采用连续浇筑混凝土施工，应避免设置施工缝或减少施工缝的数量。施工困难必须留施工缝时，施工缝应设置在距底板顶面或每一个结构层上 500～1000mm 间的位置，而且仅允许留水平施工缝，不得留垂直施

工缝，施工缝应为企口缝，详见图 14-12。施工时应特别注意施工缝的处理，确保施工缝上下混凝土的质量。侧壁水平施工缝处应经常浇水和保持湿润养护，接缝处须按施工质量验收规范（特别还要满足 GB 50108—2008《地下工程防水技术规范》第 4.1.26 条的要求）的要求做好施工缝的处理。

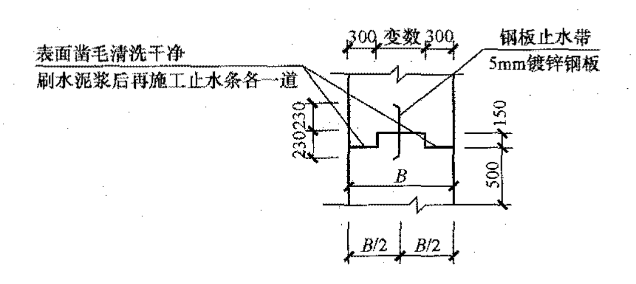


图 14-12　施工缝示意图

施工缝的处理：施工缝表面的垃圾、残存物和软弱混凝土以及松动的骨料应加以清除；表面应加以凿毛；残留在钢筋上的油漆、乳锈及水泥浆应加以清除。混凝土浇筑前接缝处应用水清洗并保持充分湿润。后浇部分的混凝土浇筑时，对于水平施工缝，宜先铺净浆，再铺 30～50mm 厚 1:1 的水泥砂浆或混凝土界面剂一层。

（9）翻车机室地下部分结构侧壁的纵向钢筋最小直径不应小于 16mm。

（10）煤斗壁厚确定。

1）钢筋混凝土平板式煤斗斗壁厚一般不应小于 150mm，其壁厚见式（14-3）：

$$t=(1/30\sim1/20)b \tag{14-3}$$

式中　t——煤斗厚度；

b——一般可按下列原则选取：三角形斗取短边长，梯形取其高度或平均宽度的较小值。

2）缝隙式通长环形斗壁厚度可采用悬臂长度（水平投影）的 1/5～1/10。

斗壁内侧的钢筋有内衬时保护层厚度不得小于 20mm，无内衬时保护层厚度不得小于 40mm。

（二）注意事项

1. 施工图内容及要求

（1）施工图应包括翻车机室底板、顶板的结构布置，侧壁及底板配筋，各层梁、板、柱的配筋。各层布置图中应准确示意工艺专业埋件、留孔、设备基础等，各配筋图应表达清晰明了，配筋结果与计算结果吻合一致。

（2）煤仓斜壁的水平夹角不小于 60°，其内衬材料可用铸石板或其他耐磨材料，表面应平整、光滑。不应采用耐热性能差、易燃或易脱落的材料。

（3）支承火车重车线和空车线的梁其轨道连接应符合铁路轨道连接要求。

（4）各层根据工艺资料设置的煤水沟应尽量布置在一侧，煤水沟应有排水坡度，地下室的底板排水沟及排水坑应考虑施工合理、方便等。

2. 降水及支护

（1）对于地下水位浅的场地，在进行下部结构施工以及回填土时，应进行降水，在对于水位较浅的场地，降水时间应满足翻车机室结构的有效抗浮能力的要求。

（2）对于软弱地基土的场地，在充分支护并保证地基土以及场地安全的前提之下，方可进行下一步作业。

3. 地下结构施工要求

（1）在施工地下部分侧壁和底板时，应采用连续浇筑混凝土施工，不得留施工缝，侧壁施工困难必须留施工缝时，位置大体在每一个结构层上 500～1000mm 间留缝，而且仅允许留水平施工缝，不得留垂直施工缝，并应特别注意施工缝的处理，确保施工缝上下混凝土的质量。水平施工缝处应经常浇水和保持湿润养护，接缝处须按施工质量验收规范的要求（特别还要满足 GB 50108—2008《地下工程防水技术规范》第 4.1.26 条的要求）做好施工缝的处理。

（2）考虑到大体积混凝土水化热的影响，宜优先采用矿渣水泥和最佳的砂石级配，采取有效措施降低水化热（如添加外加剂等），防止混凝土水化热导致的温度应力影响产生的裂缝情况。

（3）采用普通混凝土掺抗渗抗裂混凝土外加剂，掺入的措施要求须满足产品说明要求。整体浇灌，捣固密实，精心养护，确保质量。

1）施工时应按规范要求留足够数量的试块进行抗压和抗渗试验，试块的养护条件应与抗渗混凝土构筑物的养护条件相同。

2）混凝土保护层的垫块应事先以同样的混凝土要求制作并预埋铁丝，以便绑扎在相应的钢筋上。

3）混凝土养护。为保证混凝土的抗裂性能，在常温下混凝土浇灌后应用覆盖物覆盖，并浇水养护不少于 14 个昼夜（采用矿渣水泥时延长至 21 个昼夜）。施工后养护期间的温度应在 5℃以上（用矿渣水泥时应在 10℃以上）。

（4）止水带的施工要求。地下输煤廊道与翻车机室接口处的橡胶止水带，见图 14-13、图 14-14。在施工中必须保证止水带准确埋在混凝土中，不得折叠打卷，并在浇混凝土前采取固定措施。

4. 翻车机室四周的回填土

（1）当相邻建（构）筑物（如空重调基础、迁车

台等）基础搁置在回填土上时，应对回填土的施工提出质量要求和注意事项。

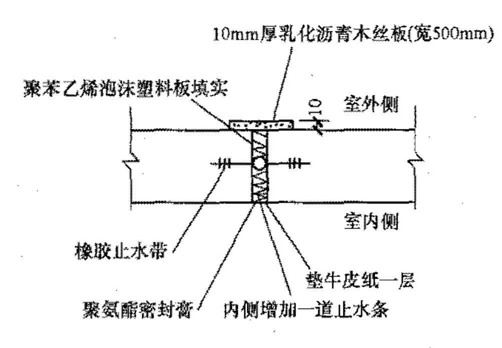


图 14-13 地下输煤隧道与翻车机室接口处详图

（2）回填土应具有一定承载能力，工程地质特性较好，不湿陷，不液化，无冻土，在最优含水率下分层分步进行碾压或人工夯实回填，压实系数不应小于0.95，并满足 JGJ 79—2012《建筑地基处理技术规范》中第 4 章换填垫层法中土质、施工方法、质量检验中的要求。严禁把回填土直接倾倒，严禁不进行分层分步碾压或人工夯实回填。

（3）土方回填须在地下结构混凝土强度达到100%时方可进行，且回填时应在翻车机室两侧对称同时进行。

5. 翻车牵车台与各轨道接口布置与重调大梁示意图

翻车牵车台与各轨道接口布置示意见图 14-15，重调大梁示意图见图 14-16。

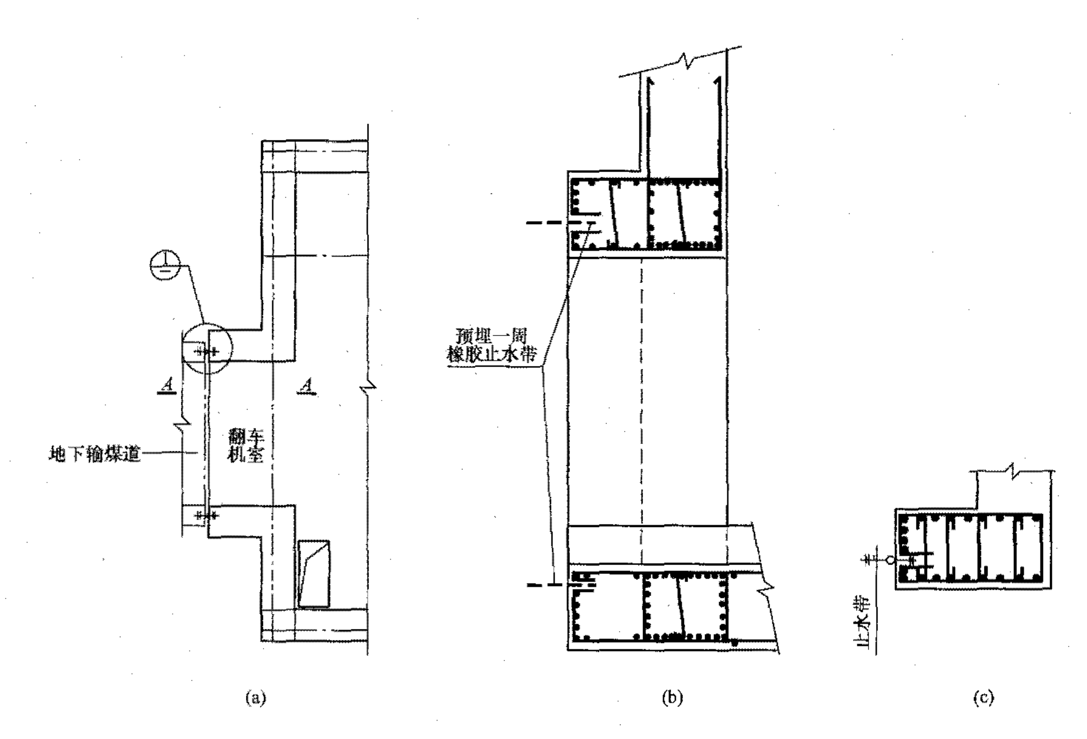


图 14-14 翻车机室与地下隧道接口大样
（a）翻车机室与地下隧道接口平面布置示意；（b）A-A 剖面图；（c）①号节点详图

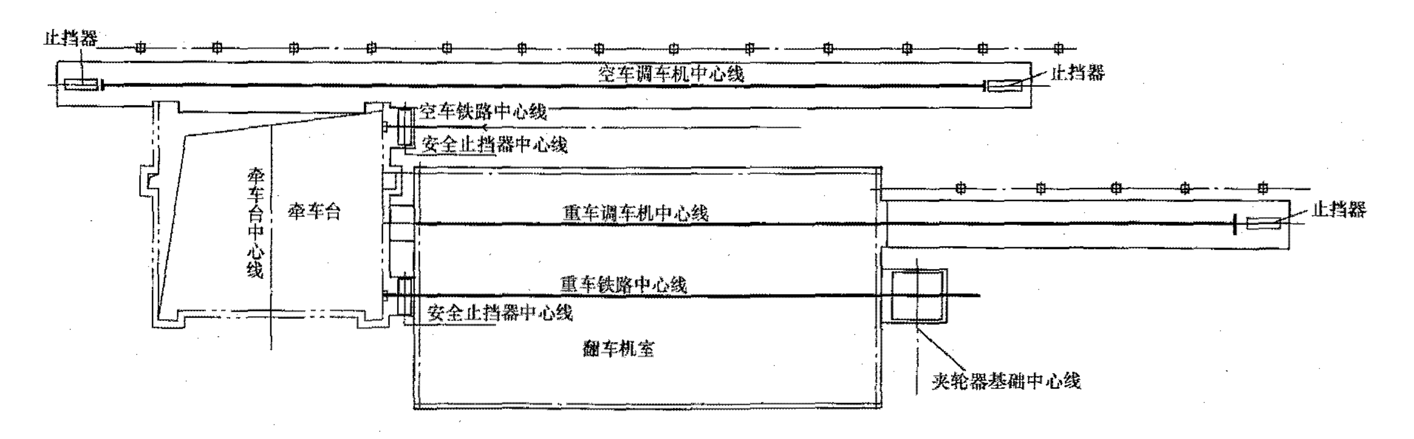
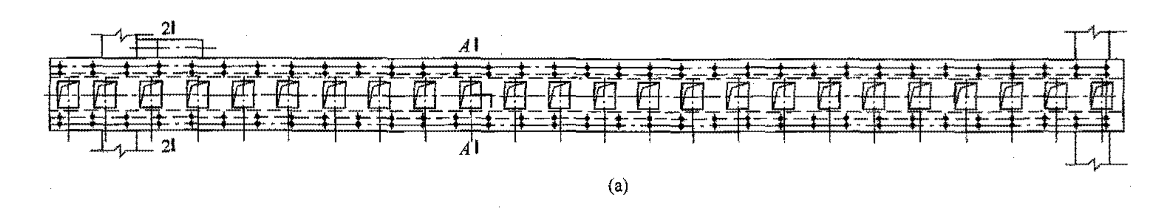


图 14-15 牵车台与各轨道接口布置示意图



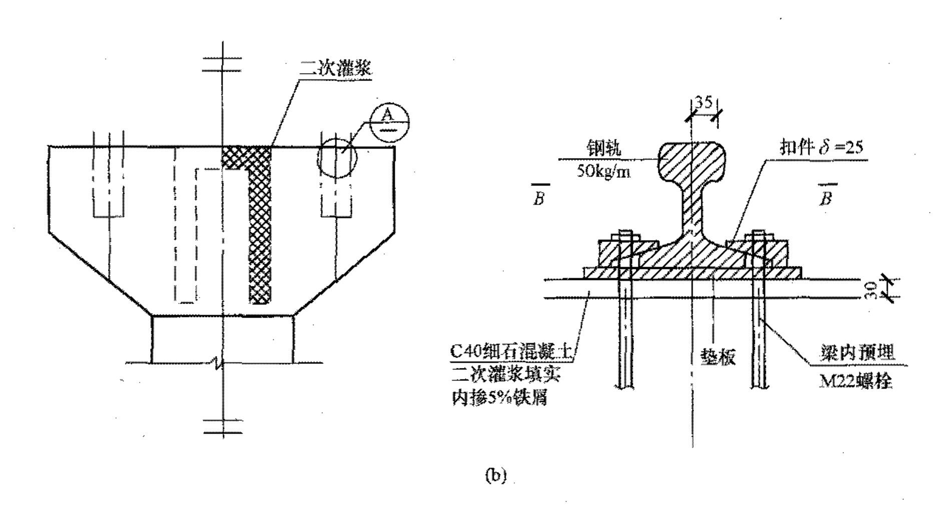


图 14-16　重调大梁示意图

（a）重调大梁平面布置示意图；（b）A-A 剖面和 A 号节点图

第二节　汽车卸煤沟

一、工艺系统简介

卸煤沟是火力发电厂的特种结构，它的主要功能是将厂外来煤通过煤槽采用给煤机将煤送到厂内输煤皮带上。卸煤沟平面布置应根据运煤专业提供的资料确定结构的柱网，跨度，层高，轴线尺寸，变形缝位置等。结构布置在满足工艺要求的前提下，尽量满足建筑的模数及结构体系本身的合理性。

汽车卸煤沟立面、平面和剖面布置图分别见图 14-17、图 14-18 和图 14-19。火车卸煤沟剖面和立面布置图分别见图 14-20、图 14-21。

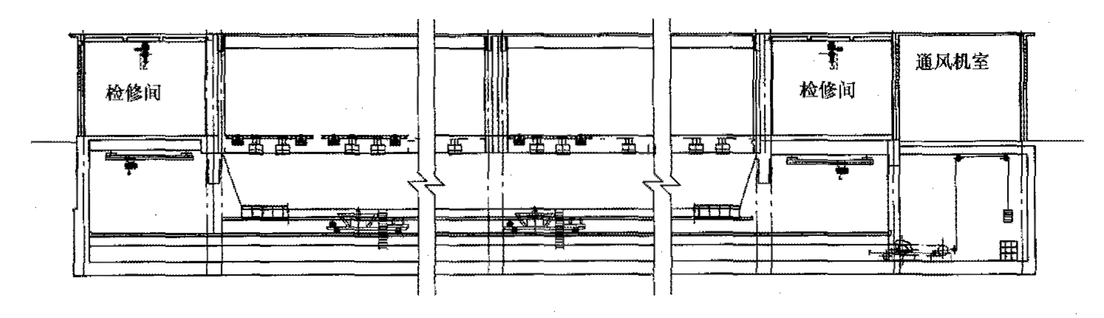


图 14-17　汽车卸煤沟立面布置图

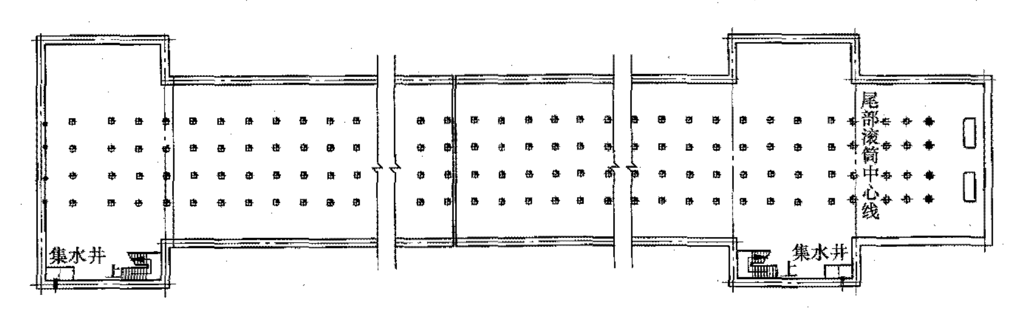


图 14-18　汽车卸煤沟平面布置图

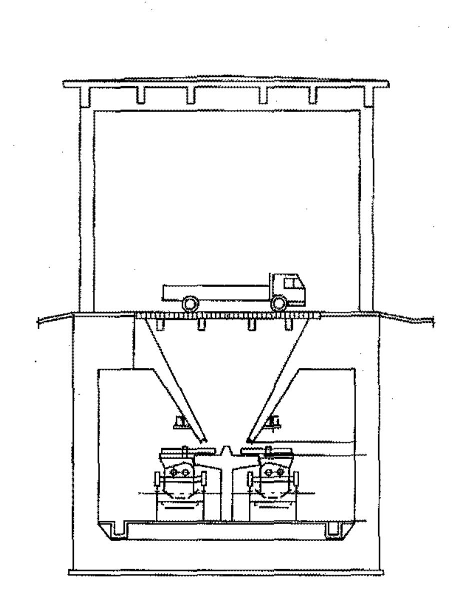


图 14-19　汽车卸煤沟横剖面布置图

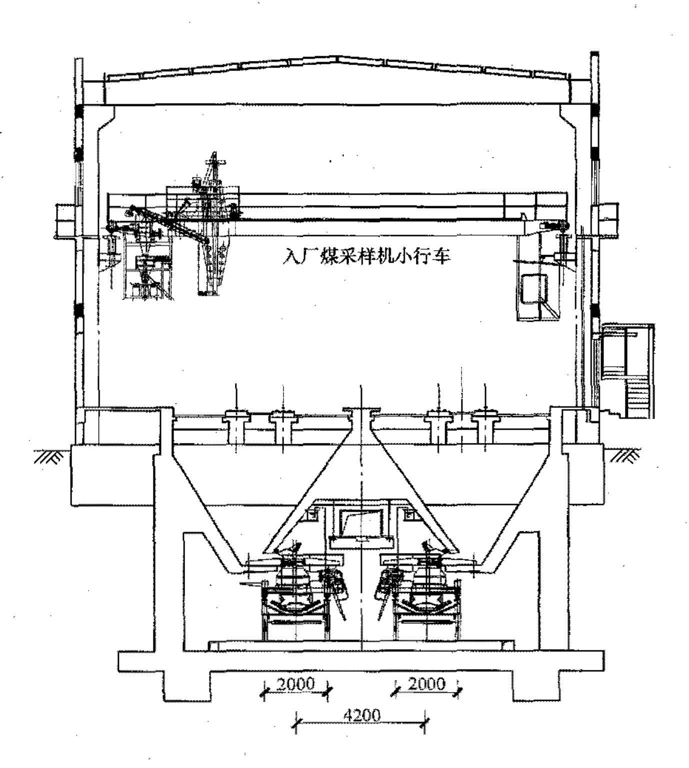


图 14-20　火车卸煤沟剖面布置图

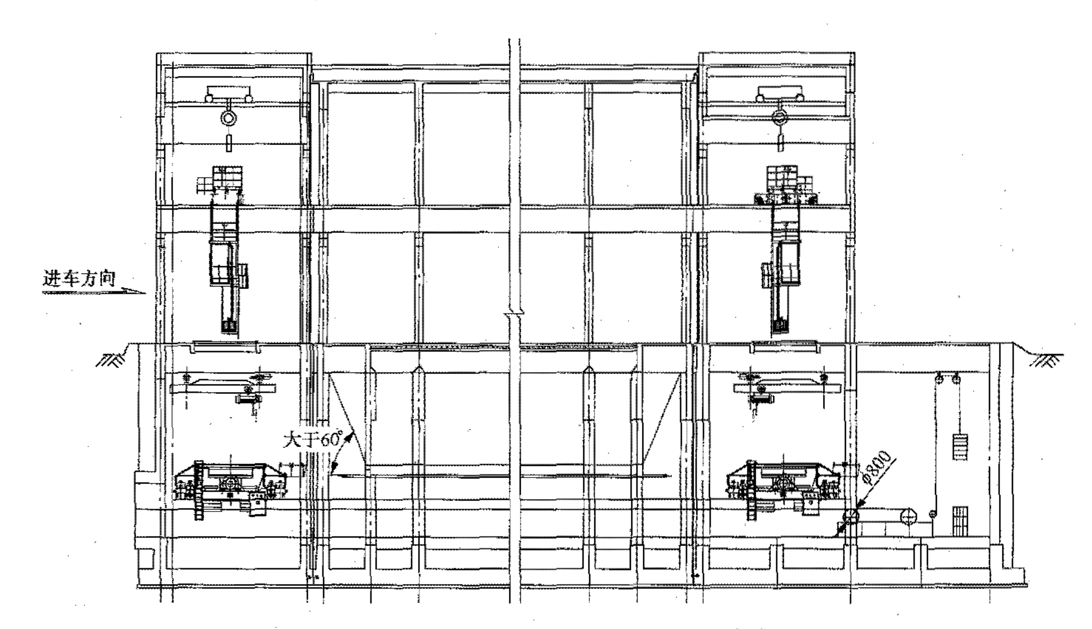


图 14-21　火车卸煤沟立面布置图

本节主要介绍汽车卸煤沟。

二、结构选型与布置

（一）结构选型

卸煤沟的结构分为地上和地下两部分。

1. 地上部分

上部结构的承重系统可以采用钢筋混凝土框架结构、钢结构，钢筋混凝土（钢）柱+钢屋架结构、钢筋混凝土（钢）柱+钢网架结构，屋面系统可以采用钢筋混凝土现浇屋面板或轻型屋面结构。

2. 地下部分

（1）卸煤沟地下部分目前工艺要求一般采用缝式煤槽。缝式煤槽结构选型在无地下水影响时，侧壁和底板可采用现浇式或装配式钢筋混凝土结构，底板可采用板肋式或分离式；在有地下水影响时，侧壁和底板应采用现浇钢筋混凝土结构。

（2）卸煤沟地下部分，一般采用现浇钢筋混凝土结构。根据工程地质条件不同，结构型式通常分为大板式和带扶壁柱的梁板式两种，地下水位较高时宜采用大板式结构。图 14-22 为大板式现浇混凝土结构，图 14-23 为带扶壁柱的梁板式现浇混凝土结构。

（二）结构布置

（1）卸煤沟平面布置应根据运煤专业提供的资料确定结构的柱网，跨度，层高，轴线尺寸，变形缝位

置等。结构布置在满足工艺要求的前提下，尽量满足建筑的模数及结构体系本身的合理性。

（2）结构各层布置应满足工艺专业设备运行的要求，且满足各层的水平和竖向交通要求。卸煤沟地上部分的布置应满足运行车辆运行、检修起吊等要求。

（3）卸煤沟纵向伸缩缝最大间距可取 30m，伸缩缝最小宽度可取 30mm。一般在与两端检修间接口处设变形缝。

（4）地下转运皮带层应布置排水沟和集水坑等，排水沟的纵向坡度不得小于 0.5%，横向坡度应为 1%～3%。坡向应根据沟、坑的位置确定。

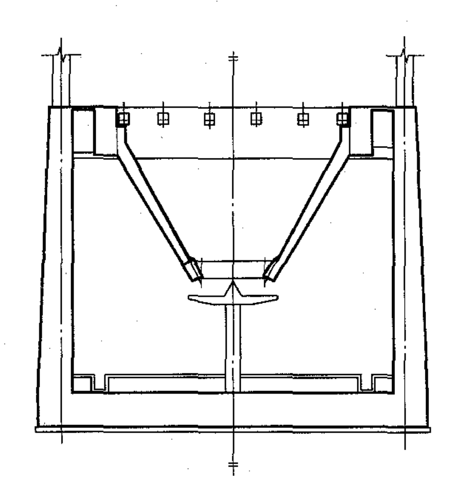


图 14-22　大板式现浇混凝土结构

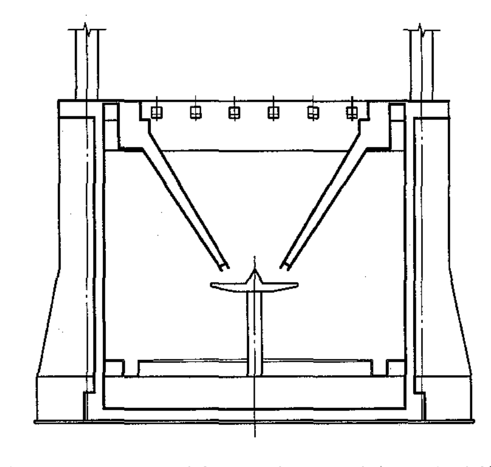


图 14-23　带扶壁柱的梁板式现浇混凝土结构

（5）结构布置时应明确与运煤地道接口，一般在侧壁外 1.000m 处，并于运煤总图一致。

（三）设计流程

1. 收集资料，初步确定结构布置图

根据运煤、暖通等专业提供的工艺布置资料，初步确定结构轴线尺寸；根据地下水位情况确定地下结构的结构型式；根据当地环境情况和业主要求确定上部结构型式；画出初步的结构布置图，并与工艺专业完成资料交换。

2. 荷载导算

进行卸煤沟各结构层的荷载导算，荷载包括楼屋面的恒荷载、活荷载、砖墙荷载以及设备荷载等。

3. 结构计算（以有限元软件整体计算为例）

（1）模型建立。上部结构和下部结构可整体进行建模分析，也可分开建模，如果分开建模，上部结构荷载直接施加到下部结构模型上。

（2）荷载施加。按照本节所述的各荷载工况的要求，将荷载施加至模型上，并进行荷载组合。

（3）分析计算。按实际要求施加约束，划分网格，分析计算。

4. 结果分析和构件调整

（1）检查上部、下部模型计算结果是否合理，如不合理需要调整构件尺寸。计算结果检查包括结构变形是否满足规范要求、配筋率是否在经济配筋率范围内等。

（2）进行地基承载力、地基变形和抗浮验算，不满足要求时需要调整构件尺寸。

5. 绘制施工图

根据调整后模型的尺寸绘制布置图，根据配筋结果绘制配筋图。

三、结构计算

计算所需的环境条件参数和技术条件等参数要求可参见本章第一节翻车机室的相关内容要求。

（一）荷载及荷载组合

1. 基本规定

（1）卸煤沟的荷载及荷载效应组合除应按现行的国家标准 GB 50009《建筑结构荷载规范》和 DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》的规定外，还应符合本节的内容。

（2）卸煤沟的荷载包括永久荷载、可变荷载。永久荷载（恒荷载）包括结构自重、固定设备重、土压力、地下水位以下的水压力等。可变荷载（活荷载）包括楼（屋）面活荷载、煤重、汽车重、推煤机重等。

2. 荷载取值

（1）结构自重包括梁、板、柱、墙、煤斗及各种建筑材料自重等。

（2）固定设备重按工艺专业提供的厂家设备基础荷载。

（3）地下部分土压力、地下水位以下的水压力按地基基础设计规范进行计算。

（4）楼（屋）面活荷载按照 DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》要求确定。顶部地面层[±0.000 楼（地）层] 为 10kN/m^2；底部接煤转运层、受煤输送机层为 4 kN/m^2；屋面层为 0.7kN/m^2。

（5）条形煤仓内煤可变荷载。计算煤斗大梁、侧

壁及底板时，应按煤斗内同时装满煤且高出煤斗0.5～1.0m或运煤专业提供的荷重考虑。煤的容重按照业主提供的贮煤类型计算。

计算煤斗自身结构时，其漏斗的贮料荷载，按GB 50077《钢筋混凝土筒仓设计规范》中的浅仓计算。计算简图见图14-24。

单位面积上的竖向压力 p_v（kN/m²）应按式（14-4）计算：

$$p_v = \gamma s \tag{14-4}$$

在漏斗顶面 $p_v = \gamma h_n$，在漏斗底面 $p_v = \gamma(h_n + h_h)$。

漏斗壁切向压力 p_t（kN/m²）应按式（14-5）计算：

$$p_t = p_v(1-k)\sin\alpha\cos\alpha \tag{14-5}$$

漏斗壁上的法向压力 p_n（kN/m²）应按式（14-6）计算：

$$p_n = \xi p_v \tag{14-6}$$

$$\xi = \cos^2\alpha + k\sin^2\alpha$$

式中 s——计算截面距离贮料顶面的距离，m；

h_n——漏斗顶面以上部分堆煤高度，m；

k——侧压力系数，见第九章；

γ——贮料容重，kN/m³。

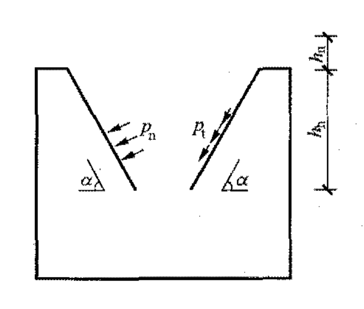


图14-24 漏斗处的贮料荷载计算简图

按照上述公式计算的总体竖向压力和煤重不相等，因此计算煤重对侧壁及底板的影响时，应按实际煤重考虑。

（6）推煤机可变荷载。当推煤机从煤场往地下煤斗推煤时，应考虑推煤机荷载对侧壁、煤箅子、煤斗壁的压力作用。

（7）汽车可变荷载。车辆荷载应依据业主提供的车辆参数进行计算，当前常用的大型汽车车型主要有两种，3轴车型总质量按80t设计，6轴车型总质量按150t设计，各轴的尺寸及荷载大小见图14-25。

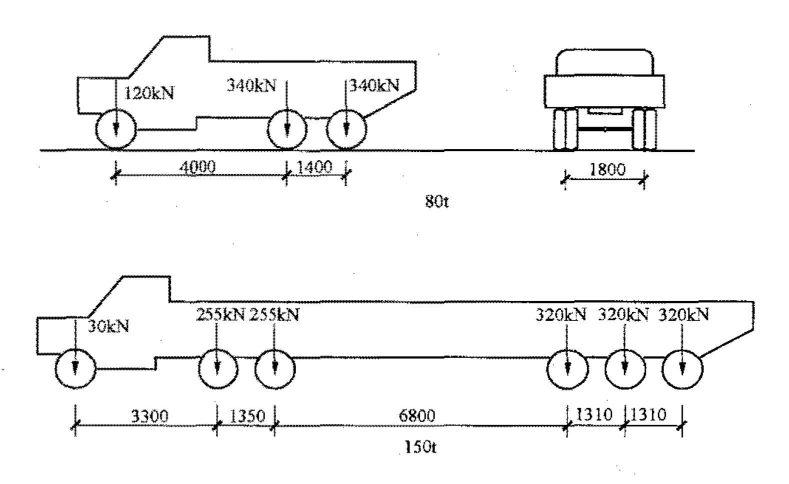


图14-25 典型车辆荷载分布图

汽车卸煤沟中，汽车对卸煤沟的作用分为以下几种工况：①汽车行驶在卸煤沟侧面，轮压对汽车卸煤沟侧壁引起的侧压力；②汽车行驶在卸煤沟上面，轮压对卸煤沟煤箅子支撑牛腿或煤斗大梁产生的直接竖向压力；③车辆长度较长，部分车轮在卸煤沟上，部分车轮在卸煤沟侧，直接作用的竖向压力和部分轮压对侧壁引起的侧压力应同时考虑。

1）汽车轮压对汽车卸煤沟侧壁引起的侧压力，可根据JTG D60《公路桥涵设计通用规范》计算。即：车辆荷载在桥台或挡土墙后填土的破坏棱体引起的侧压力，可按式（14-7）换算成等代均布土层厚度 h（m）计算，图14-26为汽车荷载产生的侧向压力计算简图，仅在汽车行驶一侧有汽车荷载。

$$h = \frac{\Sigma G}{BL_0\gamma} \tag{14-7}$$

式中 γ——土的重力密度，kN/m³；

ΣG——布置在 $B \times L_0$ 面积内的车轮总重力，kN；

L_0——桥台或挡土墙后填土的破坏棱体长度，m；

B——桥台横向全宽或挡土墙的计算长度，m。

以某工程80t级汽车为例，G=800kN，其余各参数如图14-27所示。

2）汽车荷载对煤斗大梁产生的竖向压力可根据轮压大小和分布，计算每个煤箅子支撑牛腿处的荷载大小，施加在煤斗大梁上，此时卸煤沟的受荷情况应根据煤箅子支撑牛腿的分布情况进行荷载分配。图14-28为某工程煤箅子支撑牛腿分布及荷载示意。

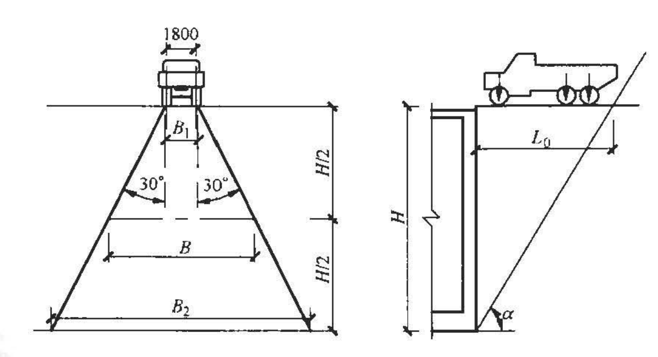


图 14-26　汽车荷载产生的侧向压力计算简图

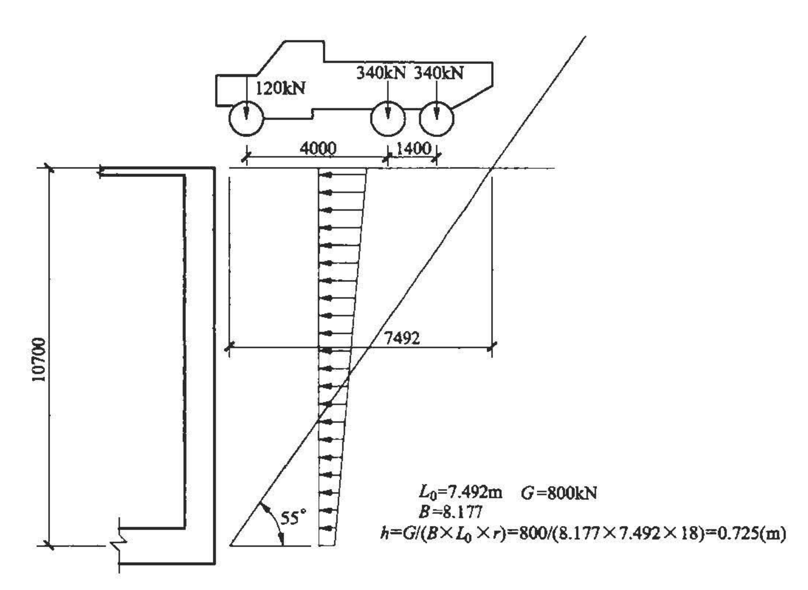


图 14-27　车辆荷载作用

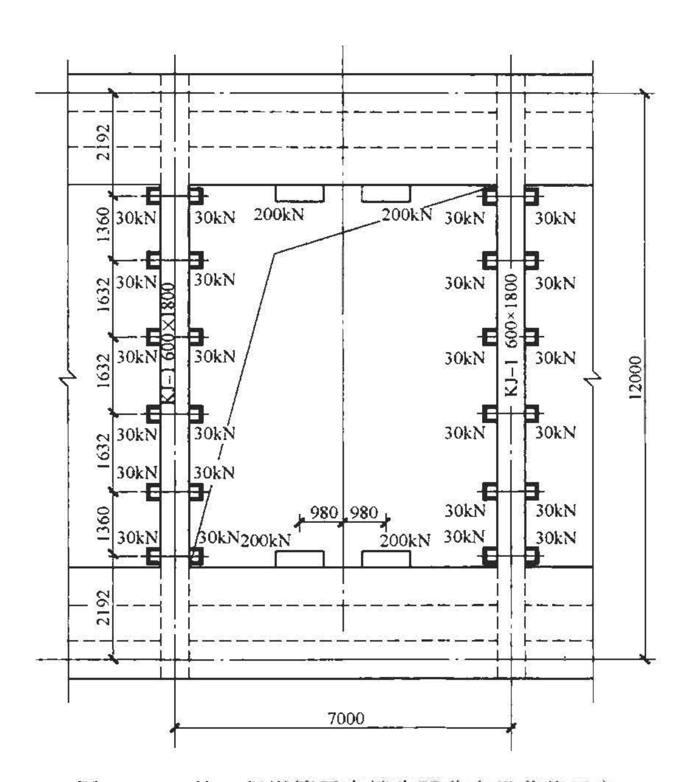


图 14-28　某工程煤箅子支撑牛腿分布及荷载示意

（8）汽车卸煤沟的荷载计算简图如图 14-29 所示。

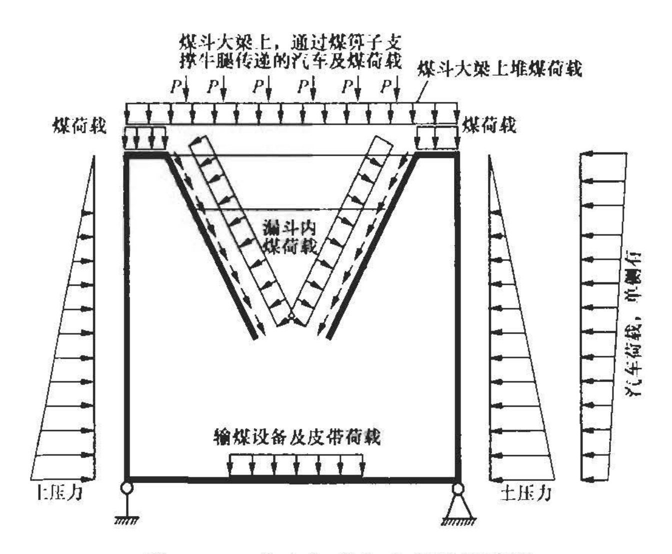


图 14-29　汽车卸煤沟荷载计算简图

3. 荷载组合

荷载效应组合应按 GB 50009《建筑结构荷载规范》的荷载效应组合及 GB 50011《建筑抗震设计规范》的地震作用效应和其他荷载效应组合的原则进行。

（1）各楼层活荷载按照施工顺序不同分为正常运行工况和安装工况两种，直接承受楼面活荷载的各构件应该按照大值进行计算，对侧壁和底板等构件应该

根据实际荷载大小进行计算，不应盲目叠加。

（2）楼（屋）面活荷载的组合系数按①±0.000楼（地）面取1.0；②各层混凝土平台取0.8；③屋面取0.7；④设备荷载的组合系数取1.0；⑤风荷载为0.6；⑥雪荷载的组合系数0.7；⑦煤荷载的组合系数1.0。

（3）准永久组合应按GB 50009《建筑结构荷载规范》采用。

（4）地震作用及效应组合。结构构件的地震作用与其他荷载效应的基本组合应按下式计算，结构不考虑风荷载参与组合，也不考虑竖向地震作用。

结构计算地震作用时，建筑的重力荷载代表值应取结构、设备、构配件重力荷载标准值和可变荷载组合值之和，参与的各类可变荷载及其组合值系数应按表14-6采用。

表14-6　　组合值系数表

可变荷载种类	组合值系数
计算框架用的楼面活荷载	0.5
屋面活荷载	不考虑
设备正常运行荷载	1.0
煤荷载	0.8

（5）上部结构的荷载效应组合同一般地上建筑物，地下部分计算时的荷载效应组合如下：

$$1.0S_{Gk}+1.0S_{Sk}+1.0S_{Ck}+0.7S_{Q1k}+1.0S_{Q2k}+\Psi_{Q3}S_{Q3k}$$

$$1.0S_{Gk}+1.0S_{Sk}+1.0S_{Q1k}+1.0S_{Ck}+1.0S_{Q2k}+\Psi_{Q3}S_{Q3k}$$

$$1.2S_{Gk}+1.2S_{Sk}+1.3S_{Ck}+1.4\times0.7S_{Q1k}+1.3S_{Q2k}+\gamma_{Q3k}\Psi_{Q3}S_{Q3k}$$

$$1.2S_{Gk}+1.2S_{Sk}+1.4S_{Q1k}+1.0S_{Ck}+1.3S_{Q2k}+\gamma_{Q3}\Psi_{Q3}S_{Q3k}$$

$$1.0S_{Gk}+1.0S_{Sk}+1.3S_{Ck}+1.4\times0.7S_{Q1k}+1.3S_{Q2k}+\gamma_{Q3}\Psi_{Q3}S_{Q3k}$$

$$1.0S_{Gk}+1.0S_{Sk}+1.4S_{Q1k}+1.0S_{Ck}+1.3S_{Q2k}+\gamma_{Q3}\Psi_{Q3}S_{Q3k}$$

$$1.35S_{Gk}+1.35S_{Sk}+1.3S_{Ck}+1.4\times0.7S_{Q1k}+1.3S_{Q2k}+\gamma_{Q3}\Psi_{Q3}S_{Q3k}$$

$$1.0S_{Gk}+1.0S_{Sk}+1.0S_{Ck}+0.4S_{Q1k}+0.6S_{Q2k}+0.7S_{Q3k}$$

式中　S_{Gk}——永久荷载标准值的荷载效应值；

S_{Sk}——土压力标准值的荷载效应值；

S_{Ck}——贮料（煤）标准值的荷载效应值；

S_{Q1k}——车辆活荷载标准值的荷载效应值；

S_{Qk}——设备活荷载标准值的荷载效应值；

S_{Q3k}——楼面活荷载标准值的荷载效应值；

γ_{Q3}——荷载分项系数，见第三章的规定；

Ψ_{Q3}——楼面荷载组合值系数，见本节表14-6的规定。

（二）结构分析

（1）结构计算宜优先采用空间有限元方法进行内力计算，采用有限元软件进行空间建模计算，也可简化为纵、横平面结构体系进行联解或分解计算，如采用简化计算方法，计算简图可参见DL 5022—2012《火力发电厂土建结构设计技术规程》附录F。

图14-30为某工程火车卸煤沟地下部分的有限元模型，采用SAP2000有限元软件建模，侧壁、底板、煤斗端板、斜板采用厚壳单元模拟，结构梁采用梁单元模拟。

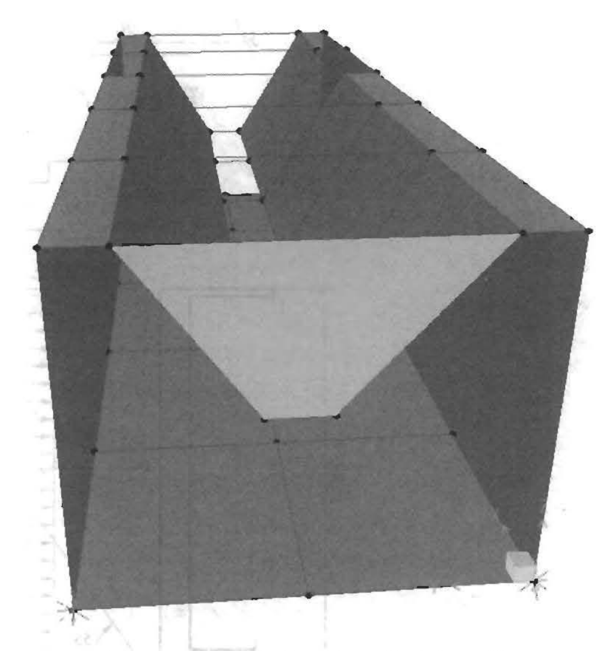


图14-30　卸煤沟地下部分的有限元模型

（2）卸煤沟检修间和卸煤沟单元之间设缝分开时，分别建模分析。

（3）卸煤沟地上部分和地下部分可分别建模，并分别进行计算分析，建立地下部分模型时，可直接把上部结构的荷载加在下部结构的模型上。

（4）卸煤沟应按照GB 50007《建筑地基基础设计规范》进行地基承载力、地基变形、裂缝宽度、地基稳定性的计算。

（5）按照DL/T 5339《火力发电厂水工设计规范》验算卸煤沟结构的抗浮稳定，见式（14-8）。

$$\frac{G}{F}\geqslant K_f \qquad (14\text{-}8)$$

式中　K_f——抗浮稳定安全系数，基本荷载效应组合取1.10，偶然荷载效应组合取1.05；

G——抗浮力设计值，不包括设备重、使用及安装荷载；

F——浮力设计值，按运行及施工时可能出现的高水位考虑。

岩石地基时　$F=\eta\gamma_w V_0$　(14-9)

式中　γ_w——水的重度，kN/m^3；

V_0——建筑物淹没在水位以下部分的体积，m^3；

η——浮力作用面积系数，可根据岩石的构造情况，建筑物底板与基岩接合面的施工

条件确定，亦可参考相似工程的已有经验确定，一般取：η=0.7～1.0。

以上式（14-8）、式（14-9）取自 DL/T 5339《火力发电厂水工设计规范》。

（6）煤斗大梁等构件同时受到竖向弯矩和两侧土压力作用，应根据实际受荷情况按照压弯构件计算。

（7）由于煤斗斗壁悬臂长度较大，斗口拉梁的拉力较大，斗口拉梁应该按照拉弯构件设计，且需加强斗口拉梁的钢筋锚固。为减少斗口拉梁的拉力，可采取一定的措施，例如在斗壁上部 2/3 处，增加支撑侧板，但必须注意支撑侧板与暖通和运煤等专业的配合。若要加大锚固，需增加斗口纵梁的宽度，需要一开始通知运煤，它将直接影响到设备的布置。

（8）对于沟壁、底板、扶壁柱、底板梁均由裂缝控制配筋，因此裂缝宽度必须严格根据沟内外的环境类别选取，环境类别按照 GB 50010《混凝土结构设计规范》确定。

（9）结构的变形控制按照 GB 50017《钢结构设计规范》、GB 50010《混凝土结构设计规范》和 GB 50011《建筑抗震设计规范》确定，同时可参考相关的设计手册确定。

（10）基础防腐按照 GB 50046《工业建筑防腐蚀设计规范》的要求对基础和垫层进行防护设计。

四、构造要求和注意事项

（1）构造要求和注意事项见本章第一节的相关内容。

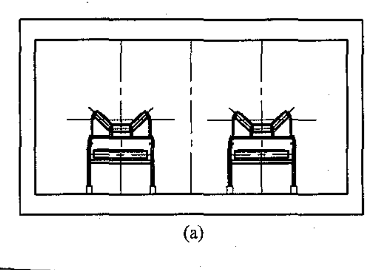
（2）安全措施：当采用纵向柱距超过 6～7m 的布置时，运行时须要设置安全警示设施，防止两辆车进入同一个柱距，以免给地下结构造成安全事故。

第三节　运煤栈桥及廊道

一、工艺系统简介

地上运煤栈桥（简称运煤栈桥）及地下运煤廊道是火力发电厂输送燃料的重要构筑物之一，通过带式输送机连接厂外（火车、汽车、轮船）来煤、厂内贮煤设施（煤场、煤棚、贮煤筒仓）、转运站和碎煤机室。

栈桥及廊道的带式输送机有单路皮带、双路皮带，也有极少布置四路皮带。比较常见的栈桥内布置双路皮带，带宽及皮带中心距根据电厂耗煤量及出力确定。一般在皮带头部设有驱动装置，当皮带较长时，在栈桥下部设有皮带拉紧装置。廊道内的皮带布置见图 14-31，转运站与碎煤机间的输煤廊道布置见图 14-32。


(a)

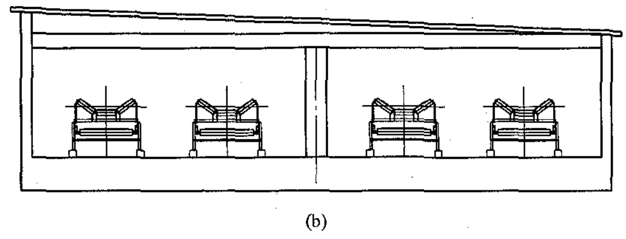

(b)

图 14-31　廊道皮带布置示意图
（a）双路皮带；（b）四路皮带

二、结构选型及布置

火力发电厂中，运煤栈桥内部一般设有双路皮带输送机，栈桥宽度为 6～9m。运煤栈桥主要承重结构为栈桥支架和栈桥桥身。支架柱顶端与钢桁架铰接，支架柱底固接在钢筋混凝土基础，共同承担运煤栈桥内所有设备、管线等荷载。

（一）结构选型

1. 栈桥支柱的结构选型

栈桥支柱可采用现浇钢筋混凝土结构、钢结构、钢-混凝土组合结构。钢筋混凝土栈桥支架横向采用框架结构，钢结构栈桥支架横向采用支撑-框架结构。

目前国内火力发电厂中栈桥支架以钢筋混凝土支架占多数，靠近煤仓间位置的几榀栈桥支架因为施工场地、工期的要求，采用钢结构支架，其余位置的栈桥支架仍采用钢筋混凝土结构。近年来，钢管混凝土结构得到了广泛应用，是适用于大跨度、重载、高层的受压构件，在桥梁以及高层建筑等工程中应用较多，国内也在火力发电厂运煤栈桥支架上开始尝试。

2. 栈桥桥身的结构选型

栈桥桥身根据其跨度可采用钢结构、钢与钢筋混凝土组合结构或钢筋混凝土结构。普通钢筋混凝土梁跨度通常不超过 14m，预应力钢筋混凝土桁架结构跨度可达 30m；当栈桥跨度超过 18m 时，宜采用钢桁架结构；钢与钢筋混凝土组合结构的栈桥，其跨度不宜超过 24m。目前钢筋混凝土结构桥身栈桥在火力发电厂中除局部外，一般不采用。

3. 运煤廊道的结构选型

运煤廊道大部分位于地下，有时因坡度的原因局

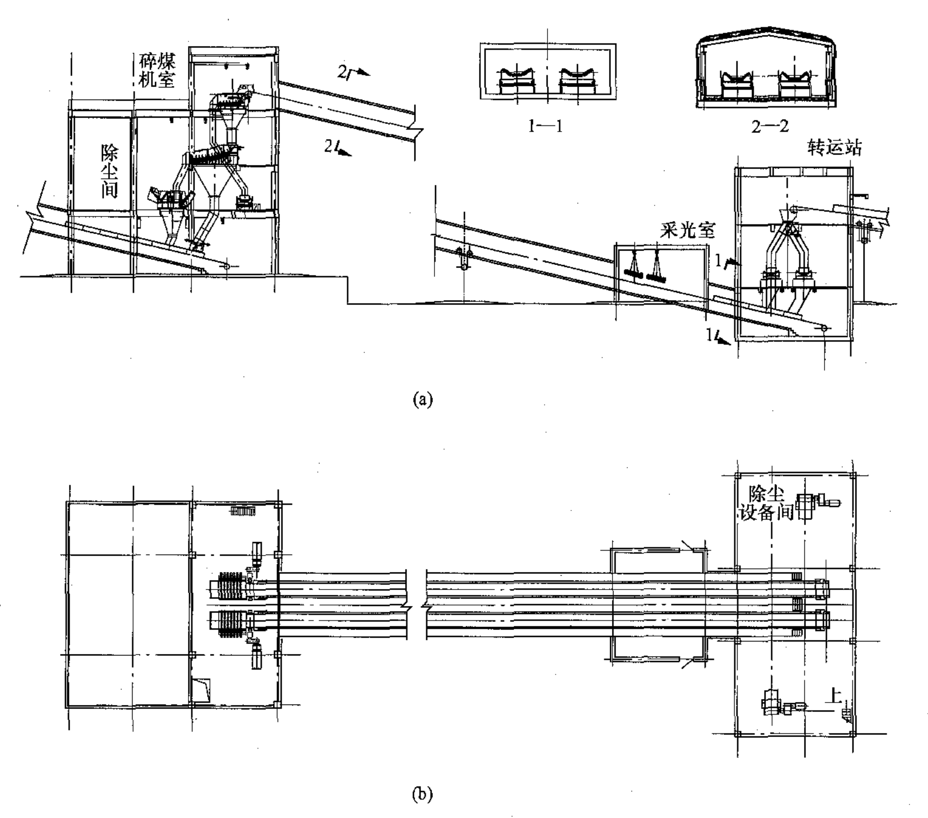


图 14-32　运煤栈桥及廊道工艺布置示意图
（a）立面图；（b）平面图

部会位于地上。运煤廊道结构选型，无地下水影响时，侧壁和底板宜采用钢筋混凝土结构。当隧道较浅时，侧壁也可采用混凝土或毛石混凝土结构。有地下水影响时，应采用钢筋混凝土箱形结构。在电厂中地下运煤廊道通常采用钢筋混凝土箱形结构。

（二）结构布置

运煤栈桥的分段、坡度、长度及接口处标高应与运煤总图一致，栈桥的结构布置分为栈桥支柱布置、桥身布置、桥身楼屋面布置，特别是栈桥支柱布置的在运煤总图设计中，应统筹考虑。

1. 栈桥支柱的布置

（1）栈桥柱网尺寸尽量统一，柱网布置应考虑避开厂区道路、铁路、建筑物的进出口、管沟等地下设施及其他的临近建筑物，同时注意栈桥在厂区道路的净空应满足总图要求。

（2）栈桥支柱整体结构应保证具有足够的空间刚度，布置应符合以下要求：

1）建筑物之间的栈桥，当采用钢筋混凝土支架且钢桁架桥身时，封闭栈桥的伸缩缝最大间距不宜超过 130m，露天栈桥的伸缩缝最大间距不宜超过 100m。当支柱及桥身均采用钢结构时，封闭栈桥的伸缩缝最大间距不宜超过 150m，露天栈桥的伸缩缝最大间距不宜超过 120m。

根据 GB 50229《火力发电厂与变电站设计防火规范》的规定，当运煤栈桥长度超过 200m 时，应加设中间安全出口（楼梯），楼梯设置在中间的四柱式支架内。

2）支架纵向间距尽量满足以不计温度应力为原则，最优经济跨度为 24～33m，跨度 L 一般为 18～36m，为 3 的倍数，同时考虑预留滑动支座的设置位置。栈桥与主厂房连接处或栈桥高端的支座设为滑动支座，另一端为不动铰。

3）当栈桥滑动支座的允许侧移变形不能满足设计要求时，可采用悬臂结构或设置双排支柱等措施，与相邻厂房或结构单元相互独立，也可采用悬吊支承结构。

4）栈桥纵向的四柱式支架（钢结构柱间需设垂直支撑）、尾部剪力墙统称为刚性跨，设置刚性跨的原则如下：

a．伸缩缝范围内最少设置一道刚性跨，一般位于栈桥纵向的中间位置。支架纵向结构的侧移刚度较弱时，应增设刚性跨；或在温度区段的最底端设尾部剪力墙，解决栈桥纵向水平力对支架底端的控制影响，减小支架柱的断面。

b．离主厂房最近的支柱，因支架高度较高，所需柱断面高度急剧增加，宜设置为四柱式支架。

c．对于高地震烈度区，栈桥桥身的支座不宜支承在相邻的建（构）筑上，栈桥宜单独设置支架。高烈度区设有柱间垂直支撑刚性跨的栈桥典型布置如图 14-33 所示，设有尾部抗震墙的栈桥布置如图 14-34 所示。

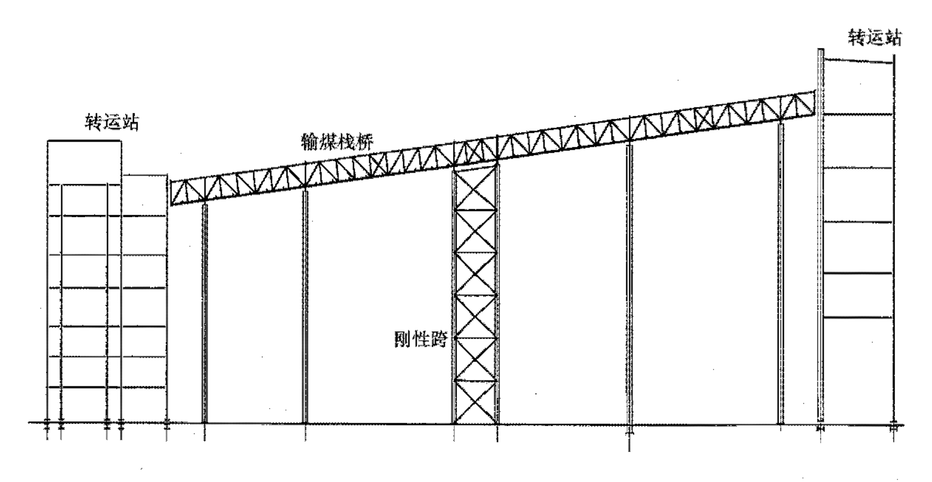


图 14-33　运煤栈桥布置图（设有柱间支撑刚性跨）

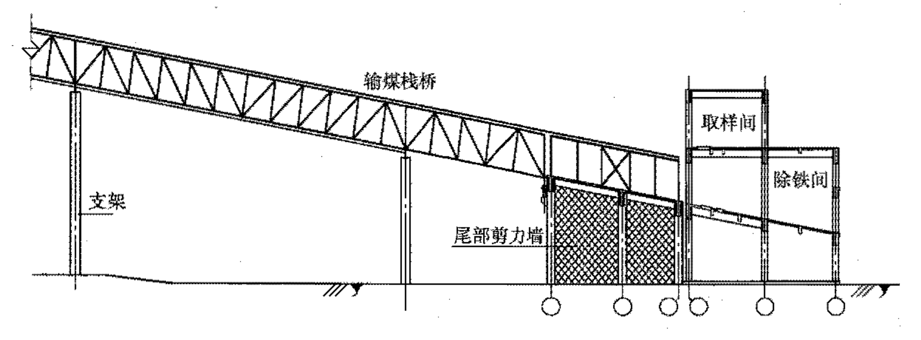


图 14-34　运煤栈桥布置图（设有尾部剪力墙）

5）当栈桥支架采用现浇钢筋混凝土结构时，低于 30m 高的支架柱采用矩形截面，高于 30m 的支架柱可采用双肢柱。混凝土支架的横梁间距可取 6m 左右。钢筋混凝土结构栈桥支架如图 14-35 所示。

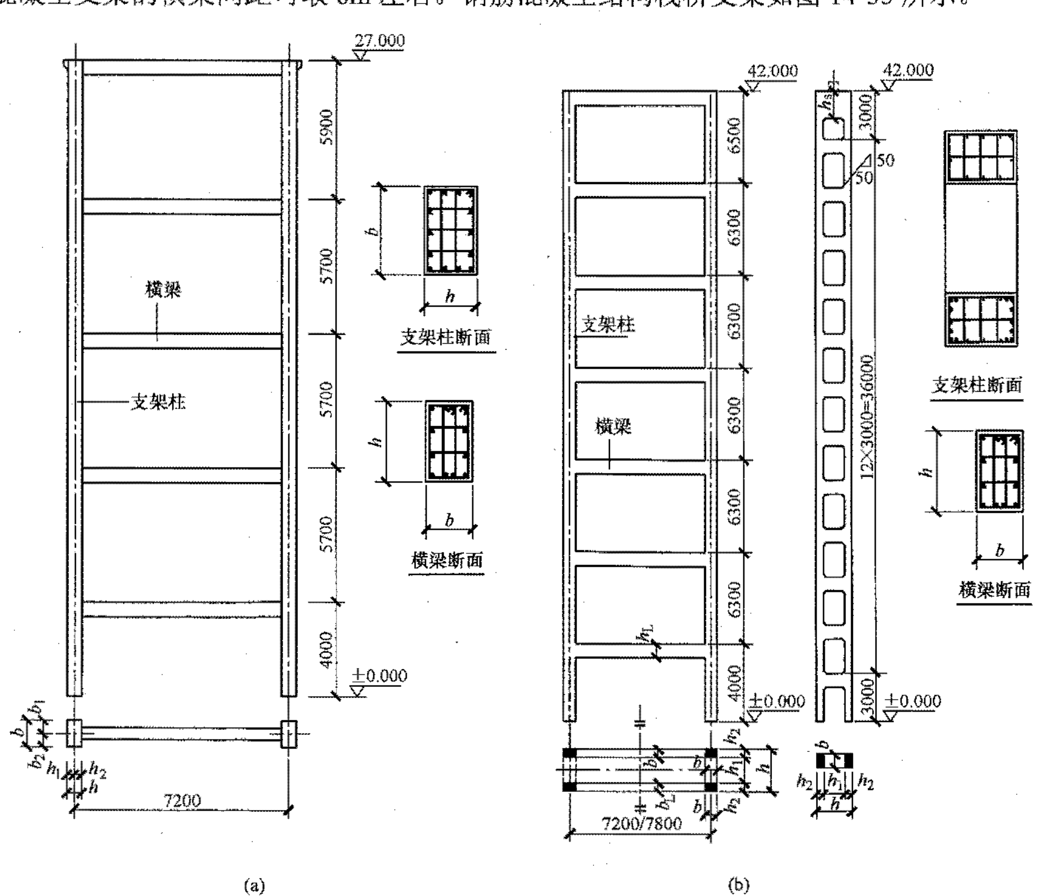


图 14-35　混凝土结构栈桥支架立面图

（a）矩形断面；（b）双肢柱

6）当栈桥支架采用钢结构时，栈桥柱可采用焊接 H 型钢实腹柱，H 型钢弱轴平行于栈桥纵向。栈桥柱也可采用双钢管柱，支撑采用 H 型钢或钢管。支撑宜优先采用交叉支撑，也可采用人字、V 形或单斜支撑，不应采用 K 形支撑。钢结构栈桥支架如图 14-36 所示。

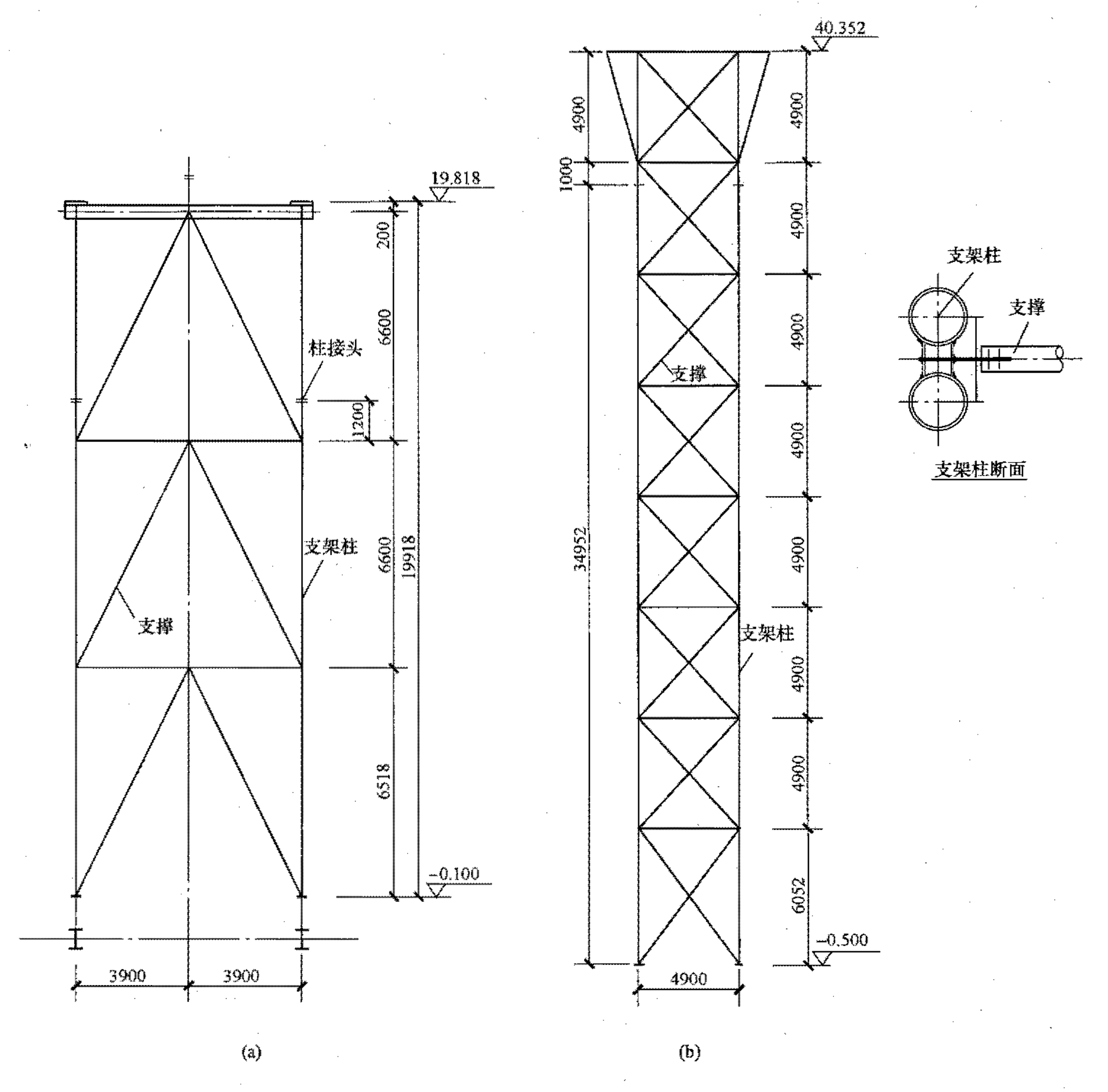


图 14-36　钢结构栈桥支架立面图
（a）实腹柱；（b）双钢管柱

2. 栈桥桥身的布置

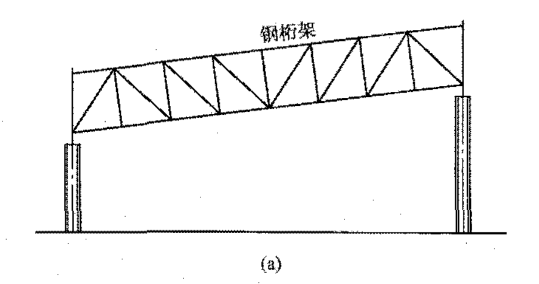
（1）钢桁架高度一般为跨度的 1/8～1/10，跨度大时取小值，跨度小时取大值，并同时满足工艺的净空要求，且同一区段栈桥桁架的高度应一致。一般桁架高度为 2.5～3.3m。

（2）桁架的型式最常用的有两种：一种是上承式桁架，支座位于下弦两端的节点处，走道板采用预制或现浇钢筋混凝土板桥面，此种型式常常应用于封闭的运煤栈桥；一种是下承式桁架，支座位于上弦两端的节点处，走道板采用花纹钢板或钢格栅板桥面，此种型式常应且于露天运煤栈桥。上承式和下承式钢桁架的布置如图 14-37 所示。

1）当钢桁架采用上承式，应在栈桥两侧桁架上、下弦杆平面外设置纵向水平支撑，并沿栈桥全长设置。为保证钢桁架的横向稳定，钢桁架两端部应设有门型刚架，如图 14-38 所示。

栈桥端部门型刚架上端同时横梁承受着由桁架上弦水平支撑传来的水平风荷载和屋面板的垂直荷载，门型刚架横梁与立柱的连接节点应为刚接，这样能够保证栈桥的横向刚度及稳定。上承式栈桥钢桁架兼做封闭栈桥的围护结构骨架，两侧及屋面通常采用轻型金属保温墙板封闭。

2）当采用下承式桁架结构时，应沿桥面全长设置上弦纵向水平支撑，同时应在下弦折线处和中部设置横向垂直支撑，其数量可根据栈桥跨度大小确定，间距不宜超过 12m 且每跨不应少于两道。



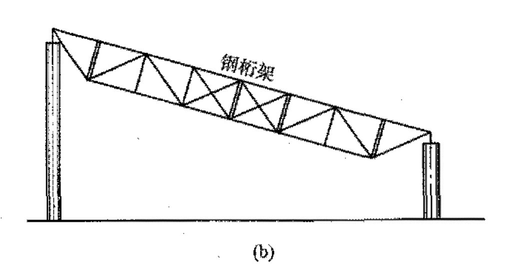


图 14-37　钢桁架布置图

（a）上承式；（b）下承式

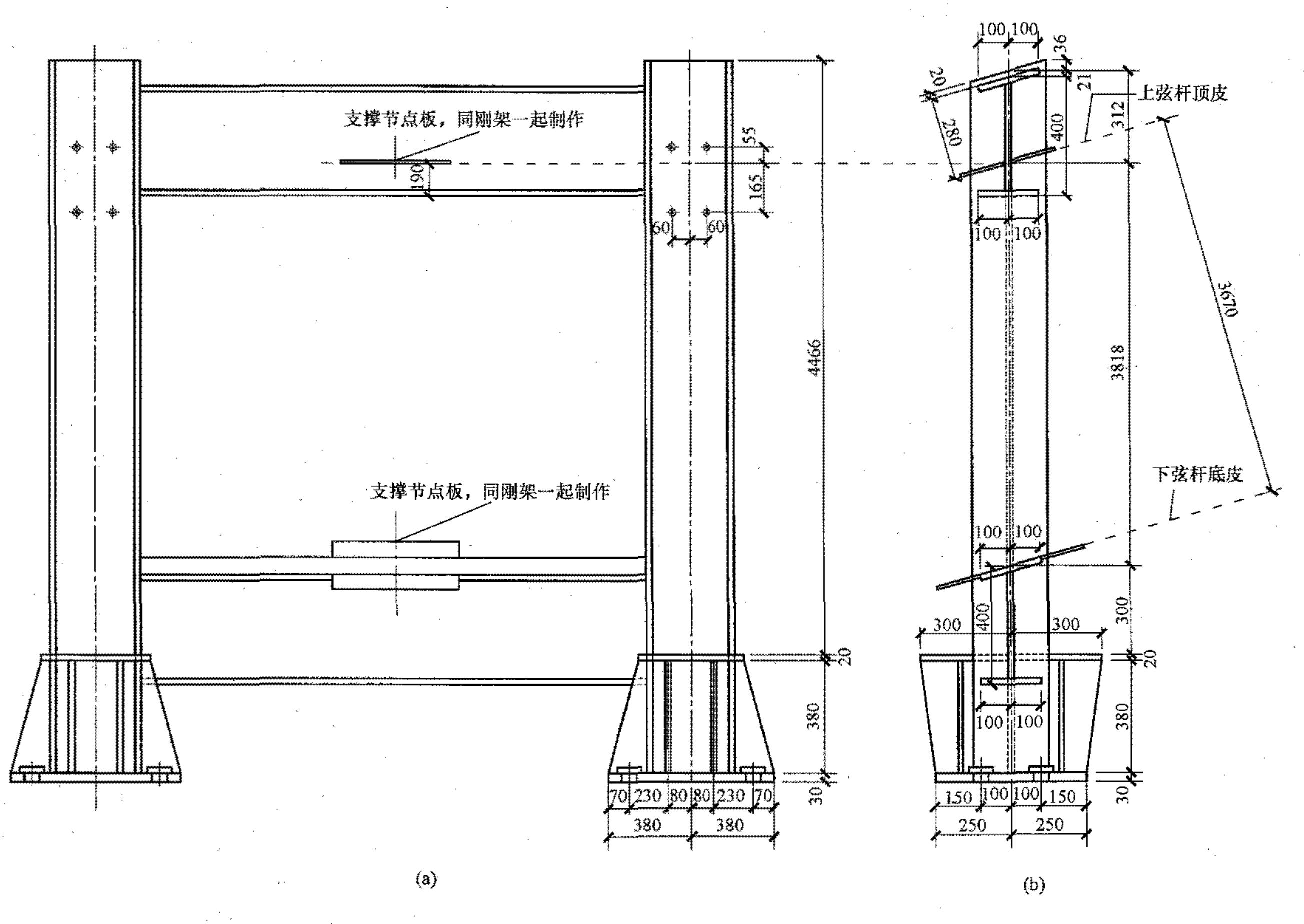


图 14-38　门型刚架示意图

（a）正立面；（b）侧立面

（3）桥身钢桁架通常采用单斜杆平行弦式桁架，钢桁架的节间长度应根据桁架高度、楼板的跨度以及腹杆的角度来确定，一般不超过 3m 较为合适。桁架节间数尽量布置成偶数，当不能布置成偶数时，中间可采用交叉斜腹杆。端部斜腹杆应下斜至栈桥支座方向受力较合理，钢桁架弦杆和腹杆之间的夹角应控制在 35°～55°之间。典型的栈桥钢桁架如图 14-39 所示。

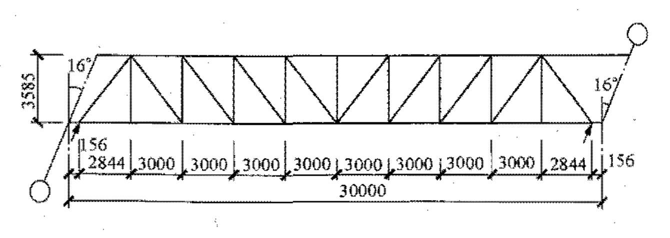


图 14-39　钢桁架杆件布置图

（4）在钢桁架的上下弦杆平面外，为了有效抵抗水平荷载作用，通过设置纵向水平支撑形成水平桁架。水平支撑是钢栈桥设计中除承重桁架以外的最重要组成构件之一。它一般布置在桁架上、下弦杆的平面内，布置成交叉撑（图 14-40），同时利用承重桁架的上、下弦杆作为支撑的组成杆件，形成水平支撑桁架。上、下弦杆纵向水平支撑应通长设置。

1）钢桁架平面外上下弦杆的计算长度取决于纵向支撑节点间的距离。运煤栈桥如果超过一定的距离往往需要设置皮带拉紧装置，在运煤栈桥的桥面上开有皮带通过的洞口。桁架间的水平支撑布置时，应特别注意下弦处水平支撑与此洞口的配合问题，避免出现下弦水平支撑影响皮带通过的情况。

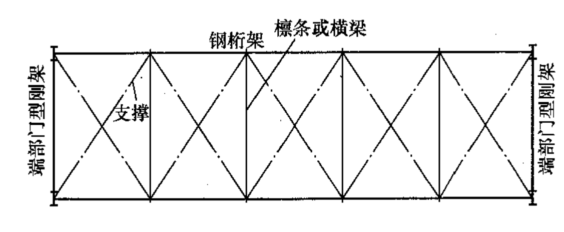


图 14-40　水平支撑布置图

2）纵向水平支撑的角度宜在 35°～55°之间。栈桥上下弦支撑布置如图 14-41 所示。水平交叉支撑按拉杆计算时，其计算长度取斜杆的总长。当桥面横梁与下弦水平支撑的交叉点用节点板连接时，水平支撑可按压杆设计，其计算长度取到交叉点的长度。

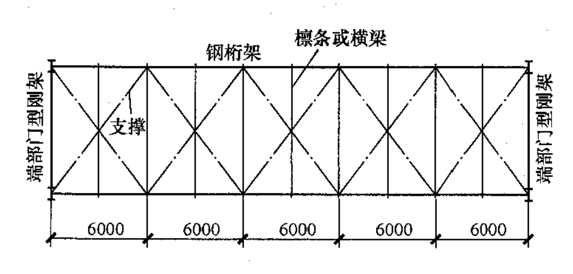


图 14-41　上下弦水平支撑布置图

3）如果栈桥横向宽度较大时，对于双坡屋面，桁架的上弦采用带有水平纵向系杆的水平支撑系统，如图 14-42 所示。采用这种布置可以使支撑的角度合理，此时水平支撑按拉杆设计，其计算长度取到交叉点的长度，可以降低支撑用钢量。

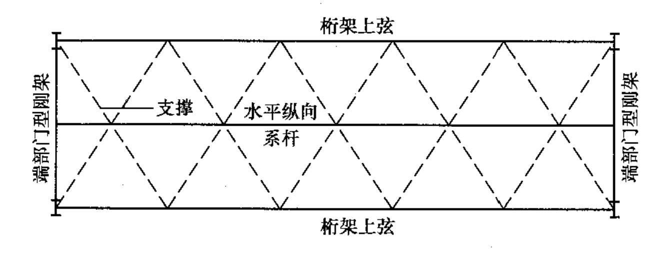


图 14-42　上弦水平支撑布置图（设有纵向系杆）

（5）当采用钢-混凝土组合梁结构时，应沿桥面全长设置纵向水平支撑。封闭式栈桥时，组合梁上需要另设轻型门式刚架作为围护结构的骨架。

3．桥面的布置

（1）栈桥桥面两侧桁架的轴线宽度在运煤工艺专业要求的净宽基础上，考虑桁架竖杆、腹杆的厚度，一般增加 300mm。

（2）桥面板一般采用压型钢板为底模的现浇钢筋混凝土板，也可根据工程需要采用预制钢筋混凝土板、花纹钢板或钢格栅板等。

（3）当运煤栈桥坡度不大于 8°时，应设置防滑坡道；当运煤栈桥坡度大于 8°时，应设置防滑台阶。

（4）当运煤栈桥位于寒冷或严寒地区时，运煤栈桥桥面板要采取保温措施，以防止形成“冷桥”。桥面板的保温常常采用在混凝土桥面板上做刚性保温层，其上再做面层的做法。也可以在桥面板的下面设置保温金属墙板。

（5）采用混凝土桥面时，布置时，应注意以下：

1）根据运行要求，桥面需要经常冲洗，冲洗水会锈蚀钢桁架弦杆及腹杆等结构受力杆件，因此混凝土走道板宜在两边沿栈桥纵向通长设置挡水沿，挡水沿高度不宜小于 500mm。

2）预制钢筋混凝土板桥面和现浇钢筋混凝土桥面的自重基本相同。预制钢筋混凝土桥面施工中有预制板吊装工作，而现浇钢筋混凝土桥面中则包含压型钢板底模的铺设与组合钢梁上连接件的焊接等工作。预制钢筋混凝土桥面的施工周期相对较短，设计时采取措施保证楼板的整体性和桥面皮带支架埋铁的要求。

预制桥面的布置图见图 14-43，现浇桥面布置图见图 14-44。

3）对于现浇混凝土板，楼面结构伸缩缝的间距可与栈桥伸缩缝间距相同，原因可归结为以下几方面：

a．栈桥桥面厚度较薄，内部凝结所需时间较短，而且浇筑混凝土时栈桥已经封闭，浇筑工作只能采取人工作业，所以施工速度较缓慢，混凝土不会产生整体收缩。浇筑好的混凝土受外界环境影响较小，凝结时内部水分不会蒸发太快，因此即使桥面较长，也不会在凝结后产生裂缝。

b．栈桥桥面设计活荷载取值为 3～4kN/m^2，而实际上栈桥皮带架支腿下设有次梁，主要活荷载不通过楼面板进行传递，楼板内的纵向钢筋完全可以抵抗栈桥纵向温度应力，预制桥面板上整浇层也具有此项作用。

c．栈桥纵向结构跨度大，因而竖向挠度较大，可作为温度变化所需变形的一种储备。再者，栈桥纵向钢结构与桥面板具有同样的温度应变趋势，其对栈桥桥面板的约束作用明显减小，而变形不受约束时，板内不会出现温度应力。

4．围护结构

火力发电厂中运煤栈桥一般采用封闭结构，栈桥宜采用轻型封闭，通过轻钢檩条将金属屋面板及墙板固定在钢桁架上。对无保温隔热要求的栈桥可采用单层压型钢板封闭，对严寒、寒冷或隔热地区的栈桥通常采用保温复合压型钢板，应将保温材料设置于钢桁架外侧。

轻钢檩条采用冷弯薄壁型钢 C 型或 Z 型檩条，C 型或 Z 型轻钢檩条的设计应满足 GB 50018《冷弯薄壁型钢结构技术规范》的有关规定。

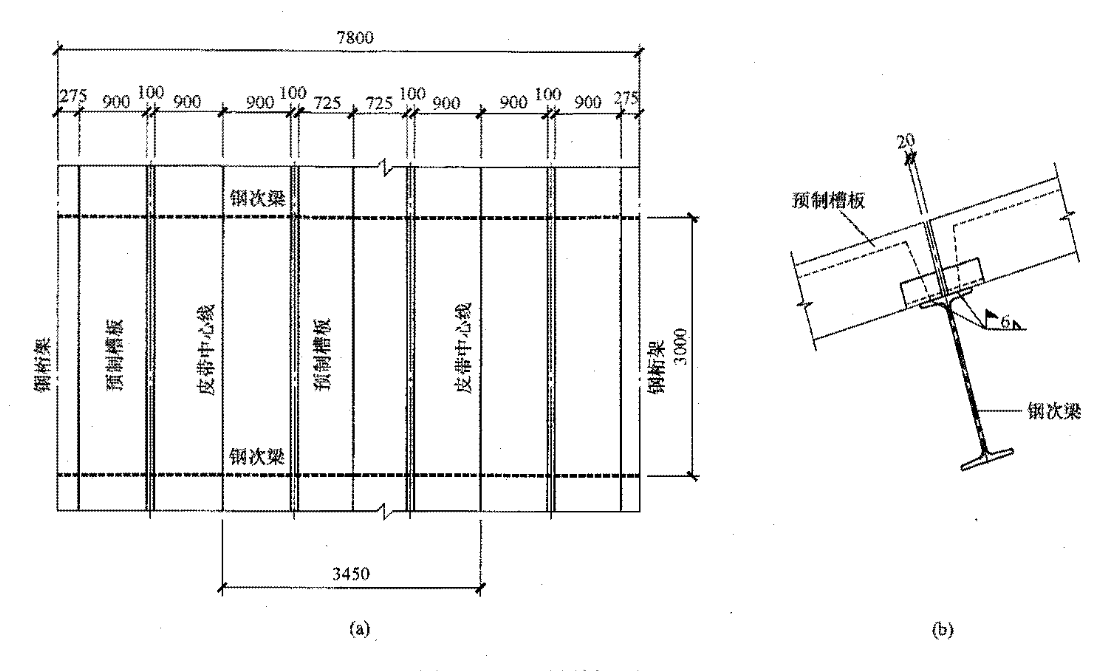


图 14-43　预制桥面布置图

（a）平面布置图；（b）预制板与钢梁连接详图

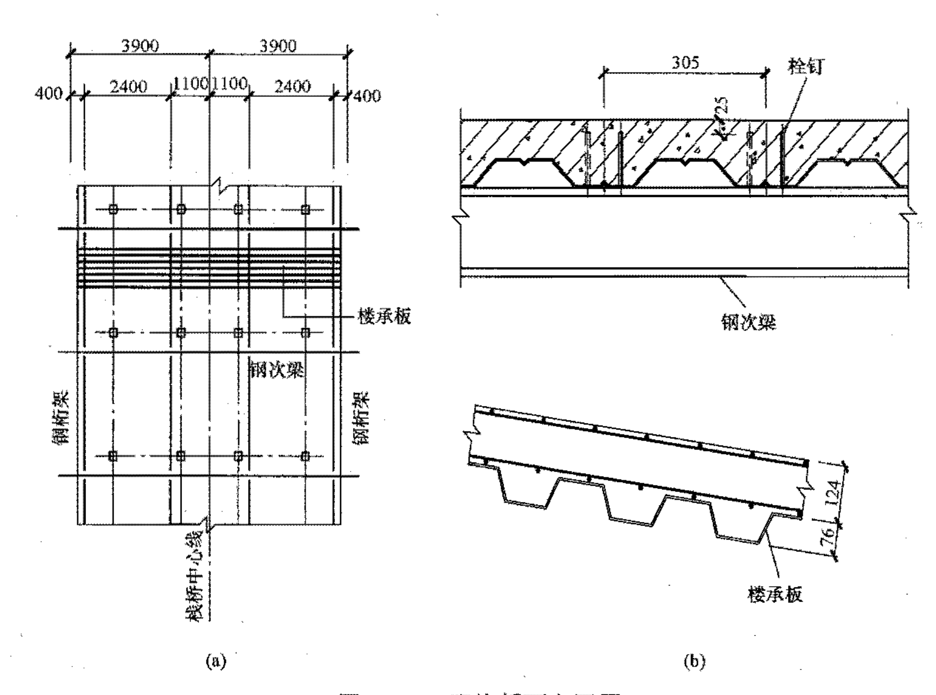


图 14-44　现浇桥面布置图

（a）平面布置图；（b）详图

5. 运煤廊道的布置

（1）廊道的断面尺寸及坡度根据工艺要求确定。

（2）廊道与邻近的建（构）筑物间的连接采用伸缩缝连接，伸缩缝最小宽度为 30mm。与建（构）筑物接口位置为轴线外伸长度 300mm 为宜，廊道本身沿纵向伸缩缝最大间距可取 30m，伸缩缝间采用橡胶止水带连接。伸缩缝处的橡胶止水带的性能指标应满足 GB 50108《地下工程防水技术规范》中的有关规定。

（3）根据 GB 50229《火力发电厂与变电站设计防火规范》的规定，地下运煤廊道长度超过 200m 时，安全出口间距不应超过 100m。

（4）钢筋混凝土廊道的壁厚根据覆土厚度、地下水深度、地面上荷载情况确定。

地下运煤廊道的布置如图 14-45 所示，廊道的断面如图 14-46 所示。

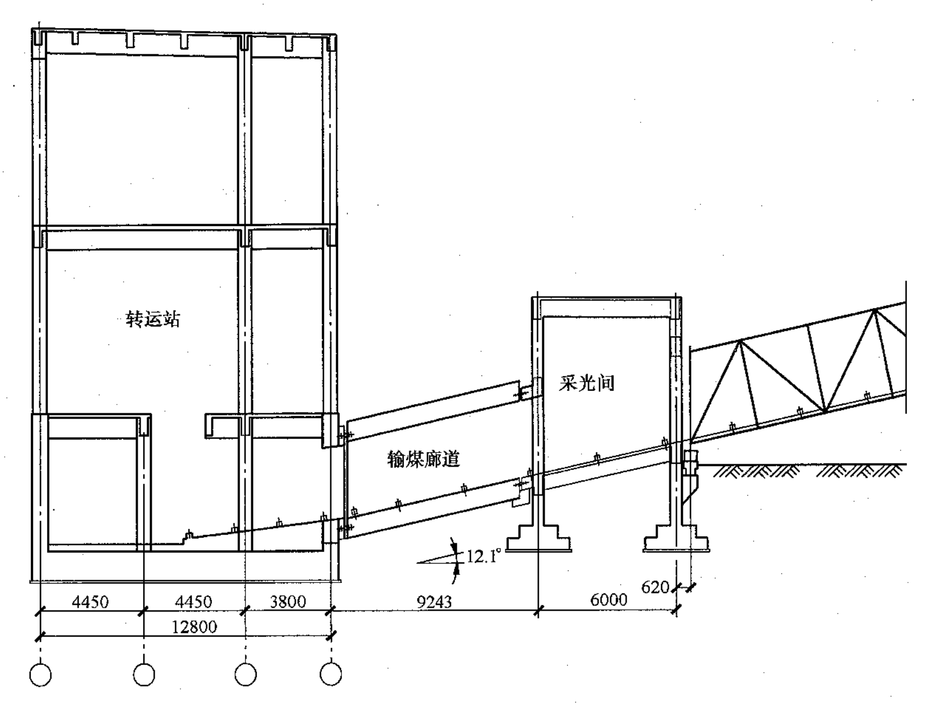


图 14-45 运煤廊道布置图

6. 注意事项

（1）运煤栈桥及廊道结构的布置与运煤总图密切相关，需详细了解运煤廊道经过的厂区道路、铁路及邻近的建（构）筑物基础等有关资料。

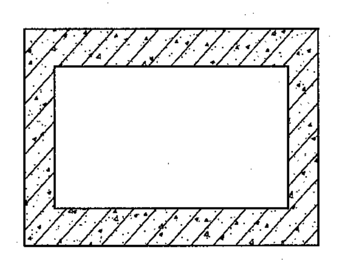


图 14-46 运煤廊道断面图

（2）需要取得相关的工艺资料：运煤系统工艺布置及净空要求；设备荷重及运行频率、皮带张力、开孔、支墩及埋件、电缆桥架及各种管线荷重；出口及楼梯位置等。

（3）运煤栈桥受力构件采用钢结构时，钢结构有自重轻、施工速度快的优点，但是它对火灾比较敏感，耐高温能力差。一旦发生火灾，会在短时间内失去强度从而导致整个结构的破坏，危害很大。因此运煤栈桥内部的外露钢构件应采用可靠的防火措施，具体根据 GB 50229《火力发电厂与变电站设计防火规范》的规定执行。

（4）为便于加工，在布置栈桥支架柱时，宜尽量调整支柱间距，以减小钢桁架的规格。

（5）当运煤栈桥采用下承式钢桁架敞开布置时，由于整个栈桥露天，不需要考虑保温等情况，所以栈桥的桥面板宜采用质量轻、施工方便的钢格栅板桥面，既不积灰，也不存在排水问题。栈桥的桥面板也可以考虑采用花纹钢板。

三、结构计算

（一）栈桥

1. 荷载及荷载组合

（1）结构上的作用分为永久荷载、可变荷载、偶然荷载三类。①永久荷载包括结构自重、预应力等，采用标准值为代表值；②可变荷载包括楼面活荷载、屋面活荷载、雪荷载、风荷载、可移动设备荷载、温度作用、地震作用等，对可变荷载应根据设计要求采用标准值、组合值、频遇值或准永久值作为代表值；③偶然荷载包括爆炸力、冲击力等（设计中一般不考虑）。

栈桥中设备及管道自重，正常运行时设备、管道及容器中的填充物重、运煤皮带机的水平拉力，可按可变荷载取值。对于固定设备，当有条件确定其自重荷载不会被改变或移动时，也可按永久荷载考虑。设备、管道荷重以及运煤皮带机的水平拉力由工艺专业提供。

（2）结构自重按结构或构件的实际容重进行计算，容重按 GB 50009《建筑结构荷载规范》取用。

（3）运煤栈桥桥面活荷载标准值取 3～4kN/m^2。当皮带宽度为 1.2～1.4m 时，栈桥桥面活荷载一般为 4 kN/m^2；皮带宽度大于 1.4m 时，按实际荷载考虑。栈桥桥面活荷载的组合值系数、频遇值系数、准永久值系数、主梁（柱）折减系数分别为 0.7、0.7、0.7、0.6。屋面活荷载取值为 0.7kN/m^2，组合值系数、频遇值系

数、准永久值系数、主梁（柱）折减系数分别为 0.7、0.6、0.0、0.8。

（4）雪荷载标准值按式（14-10）计算：

$$s_k=\mu_r s_0 \tag{14-10}$$

式中 s_k——雪荷载标准值，kN/m²；

μ_r——屋面积雪分布系数，按 GB 50009 采用；

s_0——基本雪压，kN/m²，按 GB 50009 规定的方法确定 50 年重现期的雪压，按规范附录或项目水文气象报告的较大值取用。

山区的雪荷载应通过实际调查后确定。当没有实际测量记录资料时，可按当地邻近空旷平坦地面的雪压值乘以系数 1.2 采用。

雪荷载的组合值系数可取 0.7；频遇值系数可取 0.6；准永久值系数可按雪荷载分区Ⅰ、Ⅱ和Ⅲ的不同，分别取 0.5、0.2 和 0；雪荷载分区可按 GB 50009 的规定采用。

屋面活荷载与雪荷载不同时考虑。

（5）垂直作用在栈桥表面单位面积上的风荷载标准值按式（14-11）计算：

$$w_k=\beta_z\mu_s\mu_z\omega_0 \tag{14-11}$$

式中 w_k——作用于结构 z 高度处单位投影面积上的风荷载标准值，kN/m²；

β_z——z 高度处的风振系数，按 GB 50009 规定采用；

μ_s——风荷载体型系数，封闭式运煤栈桥风荷载体型系数迎风面+1.0、背风面−0.7、栈桥屋面−0.8、栈桥下方−1.0；开敞式运煤栈风荷载体型系数按 GB 50009《建筑结构荷载规范》规定采用；

μ_z——z 高度处的风压高度变化系数，根据项目所在的地面粗糙度类别及离地高度按 GB 50009 规定采用；

w_0——基本风压，kN/m²。

基本风压可根据 GB 50009 附录中给出 50 年一遇风压值及项目水文气象报告 50 年一遇设计风压的较大值采用。

风荷载的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数可分别取 0.6、0.4 和 0.0。

（6）当运煤栈桥的温度区段长度满足要求时，一般可不进行温度内力分析。当进行温度内力分析时，均匀温度作用的标准值按 GB 50009 中要求确定。

温度作用的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数分别取 0.6、0.5 和 0.4。

（7）地震作用。水平地震作用的计算应符合下列规定：

高度不超过 40m，以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布较均匀的结构，以及近似单质点体系的结构，可采用底部剪力法等简化方法。其余宜采用振型分解反应谱法。

运煤栈桥一般情况下只需考虑水平地震作用，并可在两个主轴方向分别进行抗震验算。抗震设防烈度为 6 度时，运煤栈桥可不进行结构的抗震验算（高度大于 40m 的运煤栈桥除外），但应符合相应的抗震构造措施要求。

对于 8 度和 9 度地区的大跨度（8 度地区大于 24m、9 度地区大于 18m）的运煤栈桥桁架，应计算竖向地震作用。9 度时高度大于 40m 的运煤栈桥也应计算竖向地震作用。

（8）荷载组合分为承载能力极限状态和正常使用极限状态进行荷载组合。

1）由永久荷载效应控制的组合

$1.35S_{Gk}+1.4\times0.7S_{Qk}$

$1.35S_{Gk}+1.4\times0.6S_{Wk}$

$1.35S_{Gk}+1.4\times0.7S_{Qk}+1.4\times0.6S_{Wk}$

2）由可变荷载效应控制的组合

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Wk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}+1.4\times0.6S_{Wk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Wk}+1.4\times0.7S_{Qk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Qk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Wk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Qk}+1.4\times0.6S_{Wk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Wk}+1.4\times0.7S_{Qk}$

3）地震作用效应控制的组合

$1.2S_{GE}+1.3S_{Ehk}$

$1.0S_{GE}+1.3S_{Ehk}$

$1.2S_{GE}+1.3S_{Evk}$

$1.0S_{GE}+1.3S_{Evk}$

$1.2S_{GE}+1.3S_{Ehk}+0.5S_{Evk}$

$1.2S_{GE}+0.5S_{Ehk}+1.3S_{Evk}$

$1.0S_{GE}+1.3S_{Ehk}+0.5S_{Evk}$

$1.0S_{GE}+0.5S_{Ehk}+1.3S_{Evk}$

4）准永久组合：$S_{Gk}+\psi_q S_{Qk}$

式中 S_{Gk}——永久荷载标准值效应；

S_{Qk}——活荷载标准值效应，包括桥面活荷载、屋面活荷载、设备及管道荷载；

S_{Wk}——风荷载标准值效应；

S_{Gk}——重力荷载代表值标准值效应；

S_{Ehk}——水平地震作用标准值效应；

S_{Evk}——竖向地震作用标准值效应；

ψ_q——活荷载准永久值系数。

2. 截面的选择

（1）栈桥钢桁架的弦杆。

桁架的弦杆可采用双角钢、H 型钢、钢管、箱形截面等类型，腹杆可采用双角钢、H 型钢、钢管截面等类型。虽然钢管桁架的经济性较好，但节点连接比较复杂，一般的施工单位不具备大批量加工钢管节点的能力，实际中较少采用。双角钢由于防腐维护不便，也在逐渐减少。H 型钢由于加工及维护便利，在实际项目应用逐渐增加。

运煤栈桥钢桁架的上下弦杆及腹杆采用热轧宽、中翼缘 H 型钢时，具有下列优点：

1）H 型钢两方向截面惯性矩相近，可以使钢桁架体系构件平面内、外稳定验算满足时用钢量最小。

2）H 型钢弦杆与桥面结构位于同一个平面内，加强了栈桥两侧钢桁架空间作用及桥面水平横向刚度，可以提高运煤栈桥的抗风、抗震能力。

3）栈桥屋面横梁支撑点位于弦杆内部，保证设计“节点”与计算假定相符合，为栈桥空间计算提供了条件。

4）H 型钢为实腹式构件，便于防腐维护。

（2）屋面及楼层的横梁。一般采用工字钢或 H 型钢。其主要作用是把栈桥的楼、屋面竖向荷载传递到桁架的节点上。横梁两端伸出钢桁架轴线外与钢檩条外边缘平齐的位置，也就是金属墙板的内边缘。

（3）纵向水平支撑及系杆。一般采用角钢或组合角钢截面，也可采用钢管。

3. 结构的计算软件

栈桥桁架及支架一般可采用 PKPM 进行建模分析；也可以采用 SAP2000、STAAD 或 STS 进行空间整体分析。

4. 结构分析

（1）运煤栈桥计算宜采用空间计算模型，通过空间结构分析软件，采用弹性分析方法进行正常使用极限状态和承载能力极限状态作用效应的分析。

（2）对于钢桁架桥身，一般为纵向对称结构，上下弦水平支撑限制各节点侧移，钢桁架可采用简化为单榀竖向平面桁架模型进行分析，运煤栈桥的倾角通常在 0°～16°之间。为了使计算简便，可通过水平桁架来进行分析，考虑栈桥角度对支座反力的影响，钢桁架的典型计算简图见图 14-47。假定所有杆件位于同一个平面内，杆件重心线汇交于节点中心，且各节点均为理想铰，不考虑次应力影响。支座一端简化为不动铰支座，一端简化为滑动铰支座。加载时将集中荷载作用于节点处。桁架的上下弦杆应考虑水平荷载引起内力的影响。设计时应考虑各种可能的荷载组合，并对每根杆件分别比较考虑哪一种荷载组合引起的内力最为不利，取其作为杆件的设计内力。支承桥面的钢梁承受桥面的荷载，并作为水平桁架的腹杆，可按两端铰接的拉弯或压弯构件进行计算。钢筋混凝土现浇板可按连续多跨简支板进行分析。

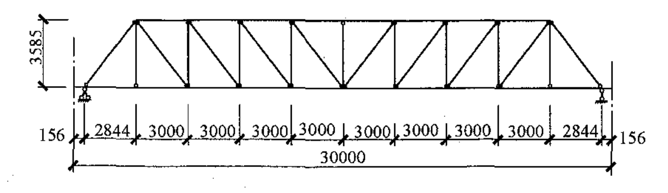


图 14-47　钢桁架计算简图

（3）承重钢桁架所受竖向荷载主要为通过横梁传来的楼面及屋面荷载和支撑的自重。内力分布为上弦杆受压，端部压力较小越往中部压力越大；下弦杆为拉压共存，端部受压中部受拉，端部及有下撑处连接腹杆受力大于其他腹杆。水平荷载对水平支撑桁架弦杆的作用力应作为附加荷载加载到承重桁架上，在设计应注意考虑，不要遗漏。

（4）上下弦水平支撑所在平面的水平桁架，在内力计算时，把水平荷载转化为作用于节点的集中力，可考虑一根斜腹杆承受拉力，另一根斜腹杆退出工作；竖杆承受压力，将超静定桁架转化为静定桁架。支撑可按受拉构件的允许长细比选择截面大小。如果栈桥截面宽度较大时，可将交叉支撑点与横梁相连，以减小支撑杆件的计算长度。

桁架下弦水平支撑传来的水平力直接传递给支座，不直接传给门型刚架。门架立柱同时也是主承重桁架的端竖杆，在门架立柱截面的选取时，必须考虑两者的内力组合；立柱的底部基板应与地面平行，确保在重力作用下，斜栈桥承重桁架不产生水平滑移。

（5）钢桁架平面内节点处具有一定刚度，杆件越多约束作用越大，杆件的计算长度则越小。桁架主要受力杆件的截面较大，其余各杆产生的约束相对较小，考虑这些杆件的重要性，桁架杆件在平面内、平面外的计算长度 l_{0x}、l_{0y} 按表 14-7 取值。

表 14-7　　桁架杆件的计算长度

方向	弦杆	腹杆	
		支座斜杆和支座竖杆	其他腹杆
平面内	l	l	$0.8l$
平面外	l_1	l	l
斜平面	—	l	$0.9l$

注　1. l 为构件几何长度（节点中心间的距离），l_1 为桁架弦杆侧向支承点之间的距离。

2. 斜平面系指与桁架平面斜交的平面，适用于构件截面两主轴均不在桁架平面内的单角钢腹杆。

（6）根据桁架结构的受力特点，桁架构件主要

分为弯曲构件、拉弯构件、压弯构件和轴心受力构件四类，验算包含了强度、稳定性两个方面的内容。GB 50017对这四类构件的计算做了非常全面的规定。

（7）栈桥支架可按弹性分析方法计算结构内力，通过空间结构分析软件进行计算，也可分别对平面内、平面外进行内力分析。简化计算方法是将栈桥荷载按杠杆原理分配至各横向结构（支架），再对各横向结构单独进行计算。栈桥传至支架荷载种类包括结构自重、楼面活荷载、屋面活荷载、雪荷载、风荷载、可移动设备荷载、地震作用等。纵向可简化为不等高连续排架，各段栈桥的纵向为刚性杆，纵向计算模型见图14-48。

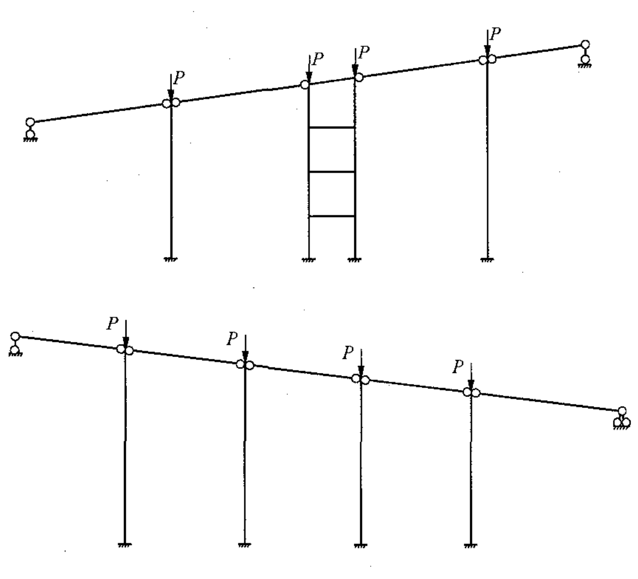


图14-48　运煤栈桥纵向计算简图

（8）钢筋混凝土框架结构支架，计算模型为梁柱节点刚接、柱与基础连接处刚接。钢结构支撑框架结构支架，计算模型为梁柱节点铰接、柱与基础连接处为铰接，支撑两端与梁柱连接处也为铰接节点。混凝土栈桥支架计算简图见图14-49，钢栈桥支架计算简图见图14-50。

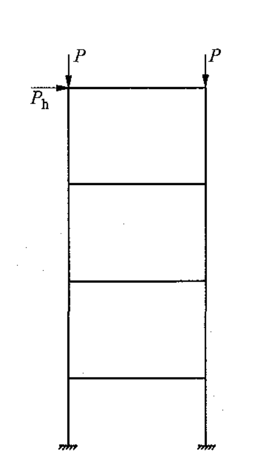


图14-49　混凝土支架计算简图

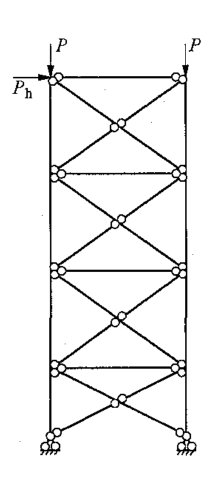


图14-50　钢支架计算简图

（9）栈桥支柱计算长度l_0的取值应符合以下规定：

1）在垂直运煤皮带方向，钢筋混凝土框架结构底层柱的计算长度l_0=1.25H_c（H_c为从基础顶面至梁中心的距离或梁中心线至梁中心线的距离），其余各层柱l_0=1.5H_c；钢结构支撑-框架体系各层柱l_0=1.0H_c。

2）在平行运煤皮带方向，当设有刚性跨时，钢筋混凝土柱的计算长度l_0=1.25H（H为从基础顶面至栈桥支座底的距离）。钢结构柱的计算长度应符合现行国家标准GB 50017《钢结构设计规范》的相关规定。

（10）栈桥支柱钢筋混凝土矩形截面的高度可取H/25～H/20。

分析出内力后，进行结构构件的强度和稳定计算，钢筋混凝土框架结构配筋应满足GB 50010《混凝土结构设计规范》的规定；钢结构构件截面应满足GB 50017的规定。

（11）运煤栈桥抗震计算宜采用空间计算模型。运煤栈桥各相邻支架的横向结构刚度宜尽量相近。当进行横向平面抗震计算时，宜考虑栈桥各横向结构的空间协同工作。L/B≤8（L为栈桥总长度，B为栈桥宽度）为刚性桥面，L/B>8为弹性桥面。

（12）运煤栈桥按多遇地震确定地震影响系数，并进行水平地震作用效应计算。钢支架结构栈桥应计入重力二阶效应的影响。6度时，栈桥支架结构可不进行抗震验算，但应符合相应的抗震构造措施要求。

（13）运煤栈桥抗震变形验算应符合下列规定：

1）运煤栈桥应进行多遇地震作用下弹性阶段变形验算；

2）变形验算要求及变形限值应符合GB 50011《建筑抗震设计规范》的规定。

（14）运煤栈桥与相邻建筑物这间应设置防震缝，防震缝应符合下列规定：

1）对两端均与建筑物脱开的栈桥，防震缝宜符合GB 50011《建筑抗震设计规范》的有关规定，即与建筑相邻处的高度不大于15m时，防震缝的最小宽度可采用100mm；当高度大于15m时，6度、7度、8度和9度相应每增加高度5m、4m、3m和2m，宜加宽20mm。

2）一端落地或沿栈桥设有刚性跨可有效控制地震位移时，防震缝的最小宽度可取上一条规定宽度的1/2加20mm与实际计算相对位移值的1.5倍之较大值，且不小于100mm，实际计算相对位移是指栈桥与建筑相邻处地震最大位移的绝对值之和。

3）当6度、7度和8度Ⅰ、Ⅱ类场地时，可采用搁置在相邻建筑物上的滑动、滚动或悬吊支座来保证纵向自由变位和满足防震缝的要求，该支座沿结构横向应能传递水平地震作用。

4）9度时，防震缝应能满足双向变位的要求，

宜采用悬吊支座。

5）运煤栈桥中部设置防震缝时，防震缝两侧均应设置栈桥支架。

（15）运煤栈桥的水平地震作用，按相应的软件进行计算，也可按 GB 50191—2012《构筑物抗震设计规范》附录 J 的规定进行计算，运煤栈桥的纵向水平地震作用可采用单质点体系计算。

1）栈桥纵向基本自振周期可按式（14-12）～式（14-14）计算：

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m_a}{K_a}} \tag{14-12}$$

$$m_a = \frac{1}{4}\sum_{i=1}^{n} m_i + l m_L \tag{14-13}$$

$$K_a = \sum_{i=1}^{n} K_{ai} \tag{14-14}$$

式中 T——栈桥纵向基本自振周期，s；

m_a——栈桥的总质量，N；

K_a——栈桥纵向的总侧移刚度，N/m；

m_i——第 i 支承结构的质量，N；

l——桥身水平投影长度，m；

m_L——桥身单位水平投影长度的质量，N；

K_{ai}——第 i 支承结构的纵向侧移刚度，N/m。

2）栈桥的纵向水平地震作用标准可按式（14-15）、式（14-16）计算：

$$F_{Ek}=\alpha_1 G_E \tag{14-15}$$

$$G_E = \left(\frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n} m_i + l m_L\right)g \tag{14-16}$$

式中 F_{Ek}——栈桥的纵向水平地震作用标准值，kN；

α_1——相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数；

G_E——栈桥的等效总重力荷载，kN。

3）栈桥各支承结构的纵向水平地震作用标准值按式（14-17）计算：

$$F_{Ei} = \frac{K_{ai}}{K_a} F_{Ek} \tag{14-17}$$

（16）8 度地区栈桥跨间承重钢桁架跨度大于 24m 和 9 度地区栈桥跨间承重钢桁架跨度大于 18m 时，或支架高度大于 40m 时，应考虑竖向地震作用。竖向地震作用标准值可采用其重力荷载代表值与竖向地震作用系数的乘积。竖向地震作用应由廊身结构、支承结构及其连接件承受。竖向地震作用系数 8 度时取 0.10（0.15），括号内数值为设计基本地震加速度为 0.30g 的地区；9 度时取 0.20。

（17）栈桥端部采用滑（滚）动支座支承于建（构）筑物时，栈桥对建（构）筑物的影响可按下列规定计算：

1）栈桥传至建（构）筑物荷载种类包括结构自重、楼面活荷载、屋面活荷载、雪荷载、风荷载、可移动设备荷载、地震作用等。简化计算方法是将栈桥荷载按杠杆原理分配至建（构）筑物。

2）栈桥在建（构）筑物支承处产生的横向水平地震作用标准值可按式（14-18）计算，或按电算结果。

$$F_{bk}=0.373\alpha_{max}\psi_b l_1 G_L \tag{14-18}$$

式中 F_{bk}——栈桥在建（构）筑物支承处产生的横向水平地震作用标准值，kN；

G_L——桥身水平投影单位长度的等效重力荷载代表值，kN；

l_1——栈桥端跨的跨度，m；

ψ_b——栈桥端跨影响系数，可按表 14-8 采用；

α_{max}——水平地震影响系数最大值。

表 14-8　　栈桥端跨影响系数 ψ_b

端跨的跨度（m）	ψ_b
≤12	1.0
15～18	1.5
21～30	2.0

3）栈桥在建（构）筑物支承处产生的纵向水平地震作用标准值可按式（14-19）计算，或按电算结果。

$$F_{ck}=0.5\mu_f l_1 G_L \tag{14-19}$$

式中 F_{ck}——栈桥在建（构）筑物支承处产生的纵向水平地震作用标准值，kN；

μ_f——滑（滚）动支座的摩擦系数。

（18）结构构件的截面抗震验算应采用式（14-20）进行：

$$S \leqslant R/\gamma_{RE} \tag{14-20}$$

式中 S——结构构件抗震内力组合的设计值，包括组合的弯矩、轴力和剪力设计值等；

γ_{RE}——承载力调整系数，按表 14-9 采用；

R——结构构件承载力设计值。

表 14-9　　承载力抗震调整系数

材料	结构构件	受力状态	γ_{RE}
钢	柱、梁、支撑、节点板件、螺栓、焊缝、柱、支撑	强度	0.75
		稳定	0.80
混凝土	梁	受弯	0.75
	轴压比小于 0.15 的柱	偏压	0.75
	轴压比不小于 0.15 的柱	偏压	0.80
	抗震墙	偏压	0.85
	各类构件	受剪、偏拉	0.85

当仅计算竖向地震作用时，各类结构构件承载力抗震调整系数均应采用1.0。

（19）钢支架的柱脚设计。钢支架采用外露式柱脚时，地脚螺栓不得承受地震剪力，柱底地震剪力应由底板与基础间的摩擦力或抗剪键承担。预埋式地脚螺栓应设置弯勾或锚板，其埋置深度不应小于式（14-21）的要求，且当采用Q235钢材时，其埋置深度不得小于20d；当采用Q345钢材时，不得小于25d。

$$l_a = 0.185\frac{N_t^a}{Af_t}d = 0.185\frac{A_e f_y^a d}{Af_t} \qquad (14\text{-}21)$$

式中　A_e——地脚螺栓最小截面面积，mm²；

A——地脚螺栓杆截面面积，mm²；

N_t^a——地脚螺栓的受拉设计值，MPa；

d——地脚螺栓直径，mm；

f_t——基础混凝土轴心抗拉强度设计值，MPa；

f_y^a——地脚螺栓抗拉强度设计值，MPa，Q235钢应取140MPa，Q345钢应取180MPa。

（二）廊道

1. 荷载及荷载组合

（1）结构上的作用分为永久荷载、可变荷载、偶然荷载三类。

1）永久荷载：结构自重、土重、土侧压力、静水压力、水浮力等。

土的重度及内摩擦角根据勘测报告确定，地下水位也在勘测报告中提出。设备及管道的荷载由工艺专业提出。采用主动土压力系数还是静止土压力系数根据实际情况确定。

2）可变荷载：廊道地面活荷载、场地地面活荷载、设备及管道荷载、车辆荷载（汽车、履带车、火车荷载等）。

正常使用无车辆荷载时，地面考虑可变荷载10kN/m²。地下运煤廊道在施工与使用过程中，凡有可能通过车辆荷载时，应考虑车辆荷载。地下运煤廊道与公路或铁路交叉时宜垂直穿过，公路路面至廊道顶宜大于0.3m，火车轨底至廊道顶宜大于0.7m。

汽车荷载取汽-20级，并考虑两辆并排行车可能，其验算荷载采用平板挂车–100。轮压的扩散角可按30°考虑。履带荷载应采用火力发电厂采用的推煤履带车的技术数据，在计算履带车垂直压力时，只考虑荷载在履带宽度方向的扩散，扩散角可按30°考虑。火车荷载取中-活荷载。车辆荷载应按最不利布置原则进行布置。

汽车荷载的垂直压力应考虑动力系数，见表14-10。

电厂常用的推煤履带荷载的动力系数取1.5，当覆土厚度大于或等于1.0m时，动力系数取1.0。火车荷载动力系数：当廊道顶板面至轨底的高度大于或等于1.0m，动力系数取1.0；当廊道顶板面至轨底的高度小于等于0.5m时，动力系数取1.4；当介于0.5m和1.0m之间时，进行线性内插。

表14-10　　汽车荷载的动力系数

覆土深度（m）	≤0.25	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
动力系数	1.3	1.25	1.20	1.15	1.10	1.00

车辆荷载与地面活荷载不同时考虑。

3）偶然荷载：爆炸力、冲击力等（设计中一般不考虑）。

（2）地下运煤廊道承受的荷载简图见图14-51。

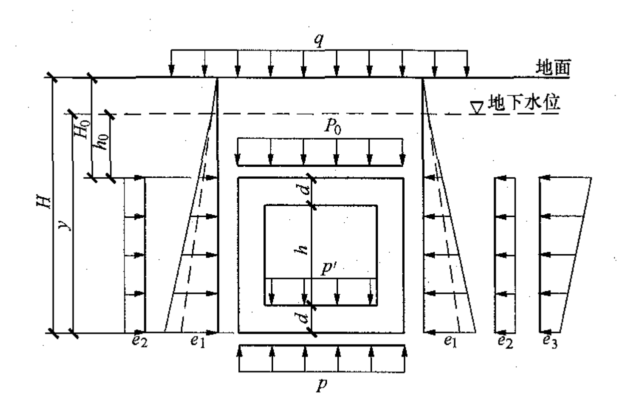


图14-51　地下运煤廊道荷载简图

q—地面活荷载（kN/m²）；P_0—顶板承受荷载（kN/m²）；p'—廊道地面活荷载及设备、管道荷载；p—底板压力（kN/m²）；e_1—由土层及地下产生的水平压力（kN/m²）；e_2—由地面活荷载产生的水平压力（kN/m²）；e_3—由q_h产生的水平土压力

1）当无地下水时，顶板承受荷载按式（14-22）计算：

$$P_0 = \gamma H_0 + g + q \text{（或} q_h\text{）} \qquad (14\text{-}22)$$

2）当有地下水时，顶板承受荷载按式（14-23）计算：

$$P_0 = \gamma(H_0 - h_0) + (\gamma_w + \gamma')h_0 + g + q \text{（或} q_h\text{）} \qquad (14\text{-}23)$$

式中　g——顶板自重，kN/m²；

q_h——车辆荷载，与地面活荷载不同时考虑，布置在最不利位置，kN/m²；

γ——土的重度，kN/m³；

γ_w——水的重度，kN/m³；

γ'——土的浮重度，kN/m³。

3）廊道侧壁的侧压力计算：

无地下水时，由于土压力产生的水平压力按式（14-24）计算：

$$e_1=\gamma Hk_0 \tag{14-24}$$

由于地面活荷载产生的水平压力按式（14-25）计算：

$$e_2=qk_0 \tag{14-25}$$

由于车辆荷载（汽车、履带车、火车）产生的水平压力按式（14-26）计算：

$$e_3=q_hk_0 \tag{14-26}$$

有地下水时，由土压力及地下水产生的水平压力按式（14-27）计算：

$$e_1=\gamma(H-y)k_0+\gamma' yk_0+\gamma_w y \tag{14-27}$$

式中 k_0——土的侧压力系数。

4）底板反力按式（14-28）计算：

$$P=\frac{G+p'}{A}+P_0 \tag{14-28}$$

式中 P——底板反力，kN；

G——廊道自重（不包含顶板），kN；

p'——廊道地面活荷载、设备和管道荷重，kN；

A——廊道底板面积，m^2。

5）地下运煤廊道的抗浮验算按式（14-29）进行，不考虑廊道地面活荷载、设备及管道荷载、场地地面活荷载。

$$0.8\left(\frac{G}{A}+P_0-q\right)\geqslant 1.1(h+2d+h_0)\gamma_w \tag{14-29}$$

符号意义同前，见图 14-51。

（3）荷载组合分为承载能力极限状态和正常使用极限状态进行荷载组合，地下运煤廊道应根据在施工、使用过程可能同时出现的荷载，取各自的最不利荷载组合进行设计。

1）由永久荷载效应控制的组合

$$1.35S_{Gk}+1.4\times0.7S_{Qk}$$

2）由可变荷载效应控制的组合

$$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}$$

$$1.0S_{Gk}+1.4S_{Qk}$$

3）准永久组合：$S_{Gk}+\psi_q S_{Qk}$

式中 S_{Gk}——永久荷载标准值效应；

S_{Qk}——活荷载标准值效应，包括廊道地面活荷载、场地地面活荷载、设备及管道荷载、车辆荷载；

ψ_q——活荷载准永久值系数。

2. 结构分析

地下运煤廊道采用弹性分析方法，进行承载能力极限状态和正常使用极限状态分析。在计算结构内力时，要首先确定计算简图，然后按结构力学的公式求出内力。

地下运煤廊道可视为平面变形问题，底板与地基之间有摩擦力，可认为底板不能水平方向移动，顶部结构为自由体。地下运煤廊道承受土层、地下水、地面活荷载以及车辆荷载的垂直压力和水平压力，和廊道地面活荷载、设备及管道荷载。地基反力按直线分布假定。

钢筋混凝土矩形廊道的内力分析可按闭合刚架结构进行计算，通过静力计算手册计算各构件内力，也可模拟好边界条件，采用结构分析软件进行分析。矩形廊道的计算简图见图 14-52。

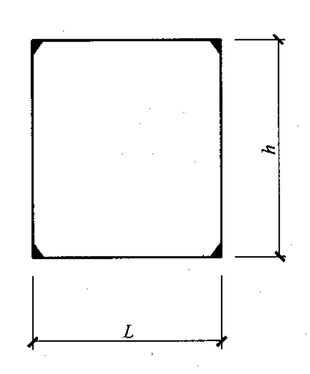


图 14-52　地下廊道计算简图

承载能力计算及裂缝宽度验算按 GB 50010 进行。地下运煤廊道的裂缝宽度，外壁不得大于 0.2mm，内壁不得大于 0.3mm。

地下运煤廊道可不进行抗震验算，但当采用内框架结构时，应满足抗震构造措施要求，其抗震等级一般为四级。

四、构造要求

1. 材料

用于运煤栈桥及廊道的材料性能指标应满足第三章第三节的要求。

用于制作运煤栈桥桁架的材料尚应满足现行 GB 50017《钢结构设计规范》及 GB 50011《建筑抗震设计规范》的要求。

2. 钢筋混凝土地下运煤廊道

钢筋混凝土地下运煤廊道构造要求应符合 GB 50010 的规定，地下廊道应采用防水混凝土，防水等级按三级考虑，抗渗等级不得小于 P6，混凝土强度等级不应低于 C30。

防水混凝土结构底板的混凝土垫层，强度等级不应小于 C15，厚度不应小于 100mm，在软弱土层中不应小于 150mm。

地下运煤廊道壁板最小配筋率为 0.2%，并满足 GB 50010 的要求。钢筋保护层厚度不应小于 25mm 及钢筋公称直径，迎水面钢筋的保护层厚度不应小于 50mm。

地下运煤廊道宜每隔 30m 设置一道防震缝，在

廊道转折、变截面以及与地上栈桥或建（构）筑物相连处也应设置抗震缝。防震缝的宽度不宜小于50mm。

3. 栈桥桁架及其支撑的构造要求

见第八章第二、三节的相关要求。

4. 栈桥桁架支座的连接

（1）栈桥桁架与支架连接一般采用铰接，桁架端部支座通过锚栓与支架相连。在非抗震设防区，锚栓采用双螺帽，安装完毕后，将锚栓垫板与支座的底板焊接。当位于抗震设防6度及以上地区时，除上述措施外，还应将支座底板焊在栈桥支架的预埋钢件上，焊缝高度不宜小于12mm。预埋件应满足现行GB 50010《混凝土结构设计规范》的要求。当预埋钢板的尺寸大于400mm×400mm时，应在预埋钢板中部的适当位置开设直径不小于30mm的排气溢浆孔。预埋件及预埋锚栓的示意见图14-53，桁架支座与钢筋混凝土栈桥支架的连接见图14-54，支座的底板布置图见图14-55。

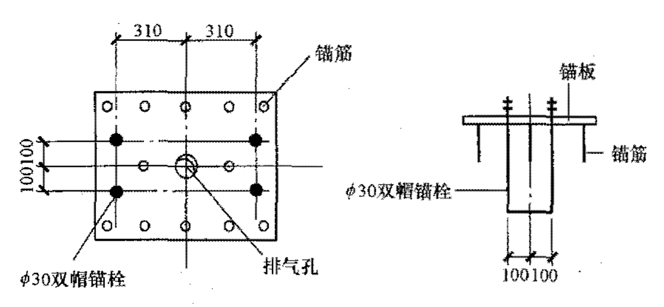


图14-53　预埋件及预埋锚栓示意

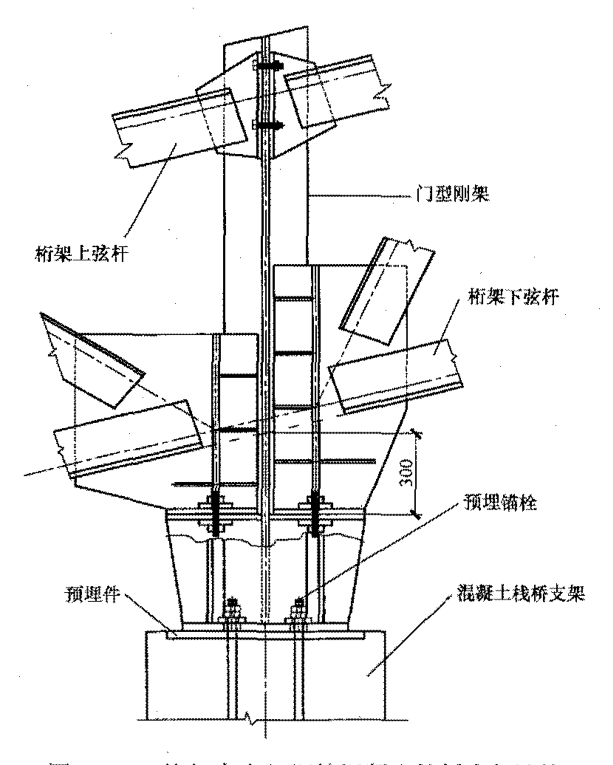


图14-54　桁架支座与钢筋混凝土栈桥支架连接

（2）当运煤栈桥通过滑动支座支承在建（构）筑的牛腿上或梁上时，其滑动支座中心线与建（构）筑物的距离根据抗震缝的宽度确定。滑动支座与建（构）筑物的布置图见图14-56，滑动支座详图见图14-57。

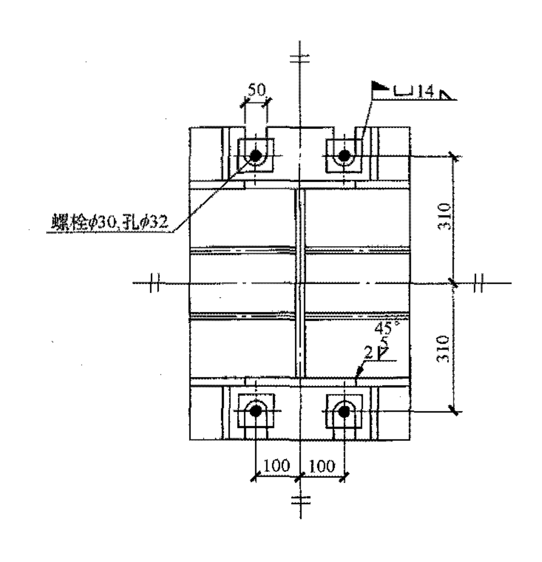


图14-55　桁架支座底板布置图

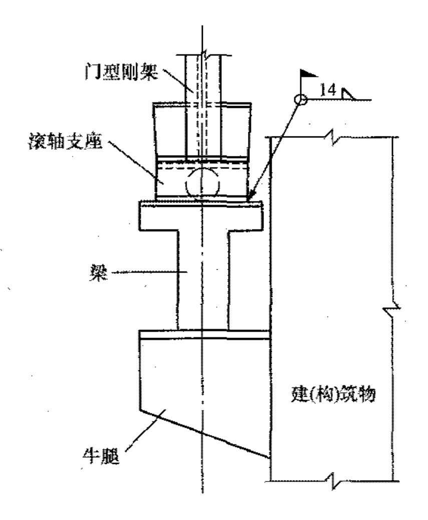
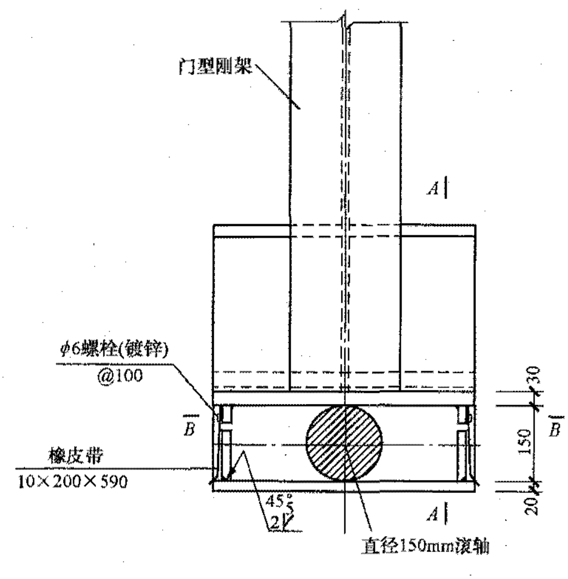


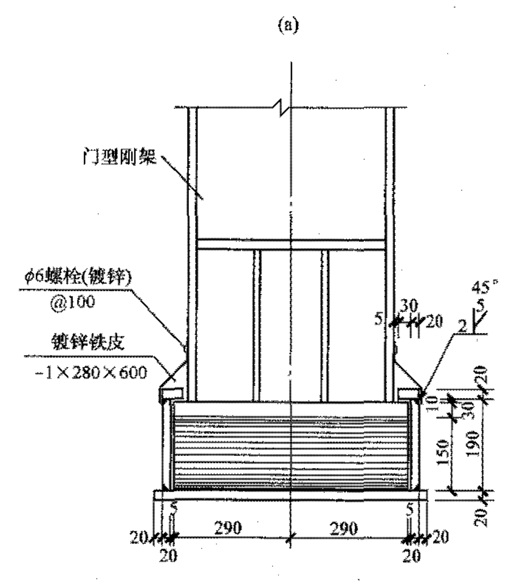
图14-56　滑动支座与建（构）筑物布置图

5. 屋面及桥面钢梁与钢桁架的连接

当栈桥桁架上下弦杆采用双角钢截面，桥面与屋面钢梁采用工字钢或H型钢时，桥面钢梁顶面与桁架下弦杆底面相接，屋面钢梁的底面与桁架上弦杆的顶面相接。当桁架上下弦杆采用H型钢截面时，桥面与屋面钢梁可与上下弦杆的腹板相连。桥面与屋面钢梁与上下弦杆宜采用螺栓连接，连接螺栓数量不宜小于4个。双角钢截面下弦杆与钢梁的连接示意见图14-58。

高强度螺栓孔应采用钻成孔。摩擦型连接的高强螺栓的孔径比螺栓公称直径 d 大于1.5～2.0mm；承压型连接的高强螺栓的孔径比螺栓公称直径 d 大1.0～1.5mm。螺栓的间距应满足现行GB 50017《钢结构设计规范》的要求。





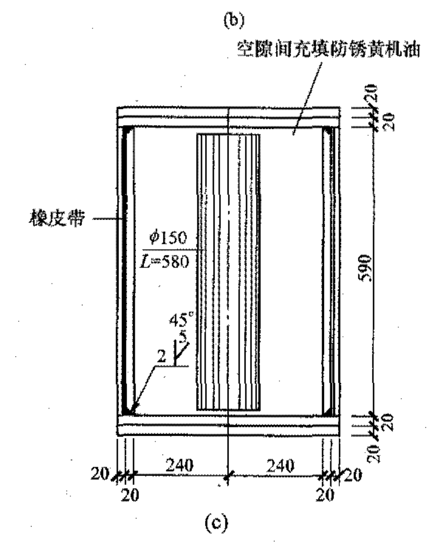


图 14-57　滑动支座详图

（a）滑动支座平面图；（b）剖面 A-A；（c）剖面 B-B

6. 钢桁架的施工、安装要求

运煤栈桥桁架跨度大于或等于 24m 时，桁架加工时应起拱，起拱高度为桁架跨度的 1/500。

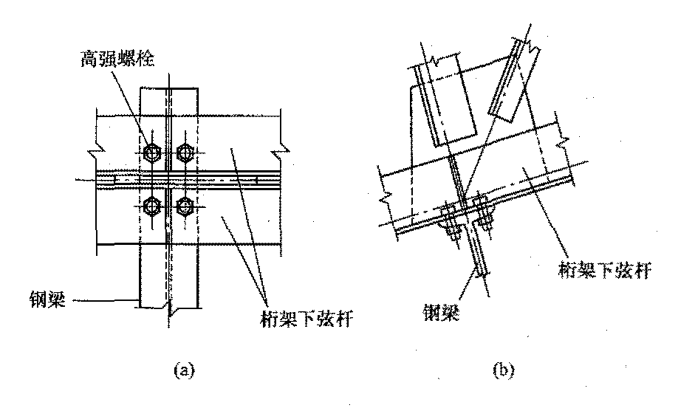


图 14-58　桁架下弦与钢梁连接示意图

（a）平面图；（b）剖面图

运煤栈桥桁架运输单元的划分，应根据运输条件确定，一般以整榀或两个半榀运输元为宜。当运输条件受限制而运输单元划分较多，或需要拆散运输时，构件应在平整场地上组装。构件运输要妥善绑扎，以防止变形和损伤。

为避免桁架吊装时产生侧向变形，在吊装前应以杉杆加强，当桁架就位完毕后，不得在桁架的任何部位（支座底板除外）进行焊接。

运煤桁架用于存在侵蚀性较强介质或温度较高的场所，应满足相关规范的要求。

运煤栈桥钢结构的除锈及防腐，应满足相关规范的要求。

7. 支架的构造要求

（1）钢支架框架梁柱、中心支撑杆件的长细比和板件宽厚比应符合现行国家标准 GB 50011 的规定。

（2）钢筋混凝土框架结构支架构造要求应符合 GB 50010 的规定，确定框架的抗震等级时，框架高度应按栈桥同一防震缝区段内最高支承框架的高度确定。抗震设防类别为丙类的运煤栈桥的抗震等级可按表 14-11 确定。采用钢筋混凝土框架支承结构时，栈桥桥身跨度大于 24m 时，抗震等级应提高一级。

表 14-11　　运煤栈桥抗震等级

结构类型		设防烈度						
		6		7		8		9
现浇钢筋混凝土结构	高度	<30	≥30	<30	≥30	<30	≥30	/
	抗震等级	四	三	三	二	二	一	一
钢结构	抗震等级	四		四		三		二

注　重要电厂工程输煤栈桥应提高一度采取抗震措施。

支承结构牛腿（柱肩）的箍筋一级、二级钢筋时直径不应小于 8mm，三、四级时直径不应小于 6mm；箍筋间距均不应大于 100mm。

第四节　碎煤机室

一、工艺系统简介

在燃煤电厂中，原煤需利用碎煤机将煤块破碎，达到磨煤机或者循环流化床锅炉可以接受的粒径，供锅炉燃烧使用。碎煤机室一般布置在皮带输送机进入主厂房或储煤筒仓之前，其结构布置包括与运煤皮带栈桥相连的运煤皮带入口层（前级的皮带输送机头部驱动层）、筛分层、碎煤层、底层运煤皮带出口层（下级皮带输送机的尾部），与运煤栈桥相接，进入煤取样间。碎煤机设为两台，一运一备。另外碎煤机室还布置有暖通除尘设备、电气的控制 MCC 室等。碎煤机的外形见图 14-59。



图 14-59　碎煤机的外形图

1. 设备简介

电厂的运煤，通过胶带机输送到达碎煤机室，经滚轴筛的筛分，不需要破碎的原煤直接送至底层运煤皮带出口，需要破碎的原煤则进入碎煤机的物料进口，主要经过冲击、劈剪、挤压、折断、滚碾几个过程，使之达到所要求的破碎粒度，从筛板栅孔中落下，通过底层的运煤皮带，输送到主厂房或储煤筒仓。碎煤机的内部结构见图 14-60。

环式碎煤机的结构主要包括驱动装置、机体、转子、机盖、筛板与筛板调节机构、液压系统，如图 14-61 所示。碎煤机机体是坚固的重型钢板焊接结构。在机体两侧有支承转子轴承作用的座板和减振平台，并通过楼板预埋件固定在楼板上。如图 14-62 所示。

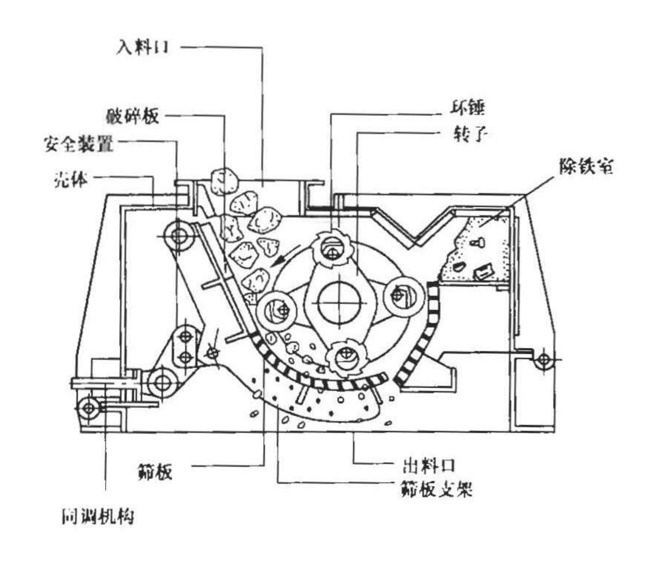


图 14-60　碎煤机的内部结构

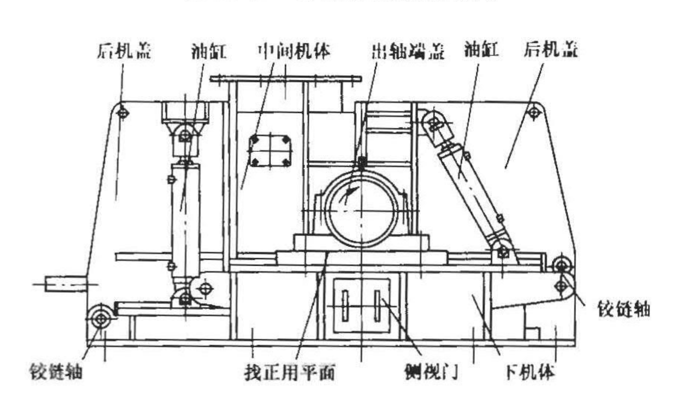


图 14-61　碎煤机的组成部分

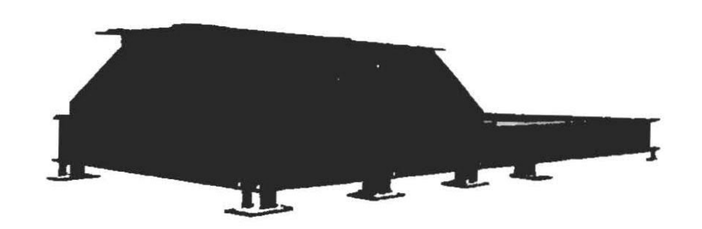


图 14-62　碎煤机自带的减振平台

碎煤机的型号规格根据额定出力划分，各厂家的技术参数具体见厂家的产品说明书。表 14-12 仅为参考表，表中碎煤机质量、转子质量、扰力值、主机的外形尺寸是碎煤机隔振设计的基本输入参数，由工艺专业向结构专业提资。

2. 工艺布置

碎煤机一般采用高位布置。工艺专业在运煤布置总图中，根据运煤皮带的运输走向，皮带输送高度，设备特点等，将碎煤机的布置成平行于运煤皮带或垂直于运煤皮带。碎煤机垂直布置如图 14-63～图 14-65 所示。碎煤机平行布置如图 14-66～图 14-68 所示。

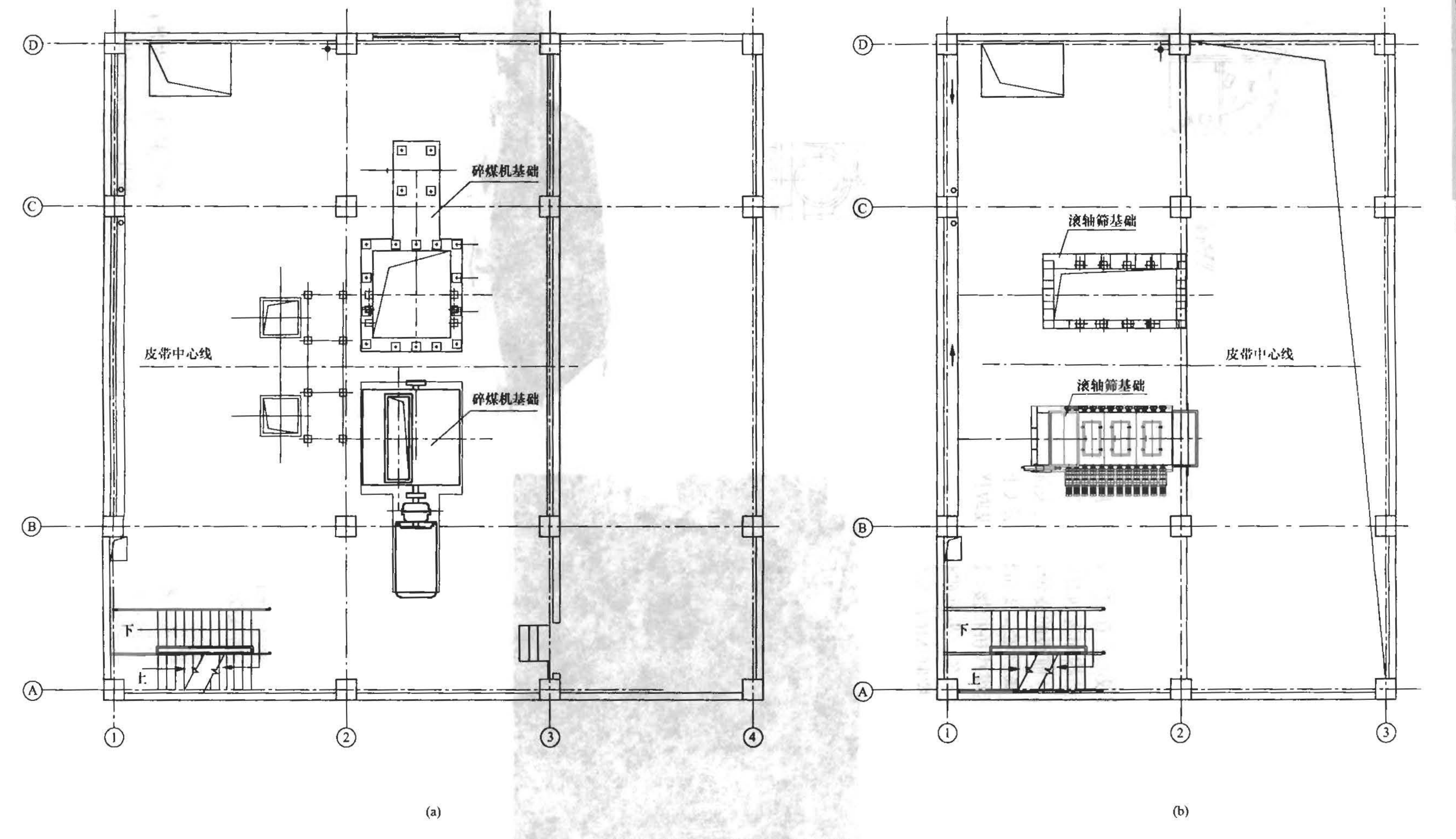


图 14-63　碎煤机垂直于皮带的平面布置图（一）
（a）碎煤层；（b）筛分层

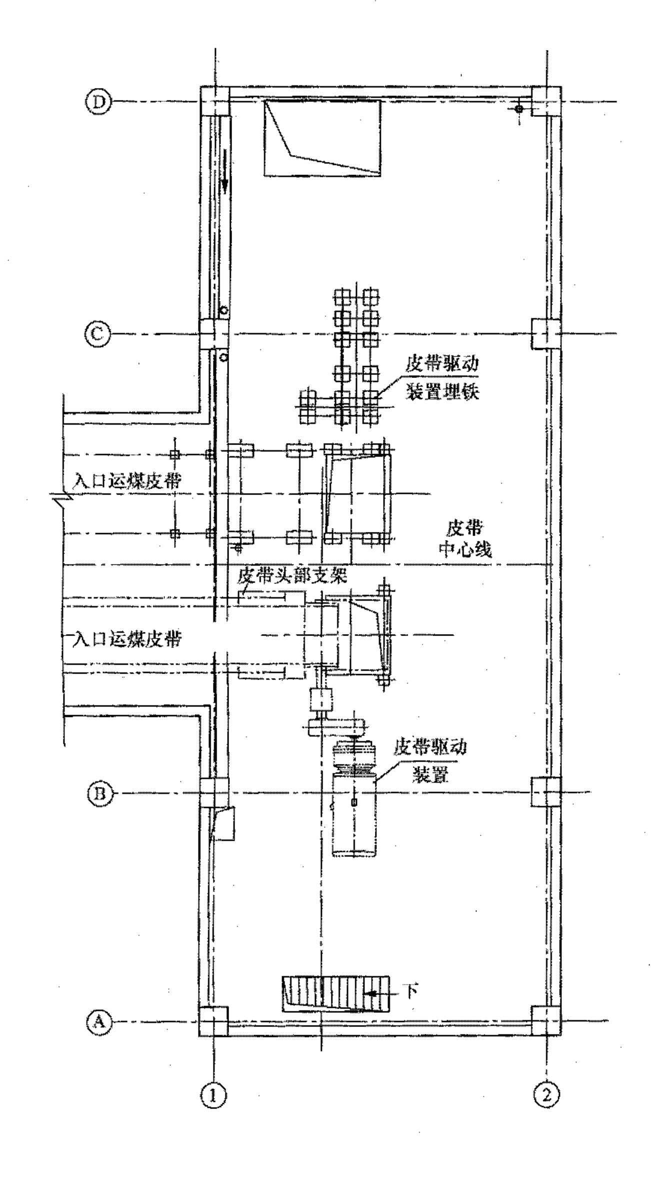


图 14-64　碎煤机垂直于皮带的平面布置图（二）
（a）入口层；（b）出口层

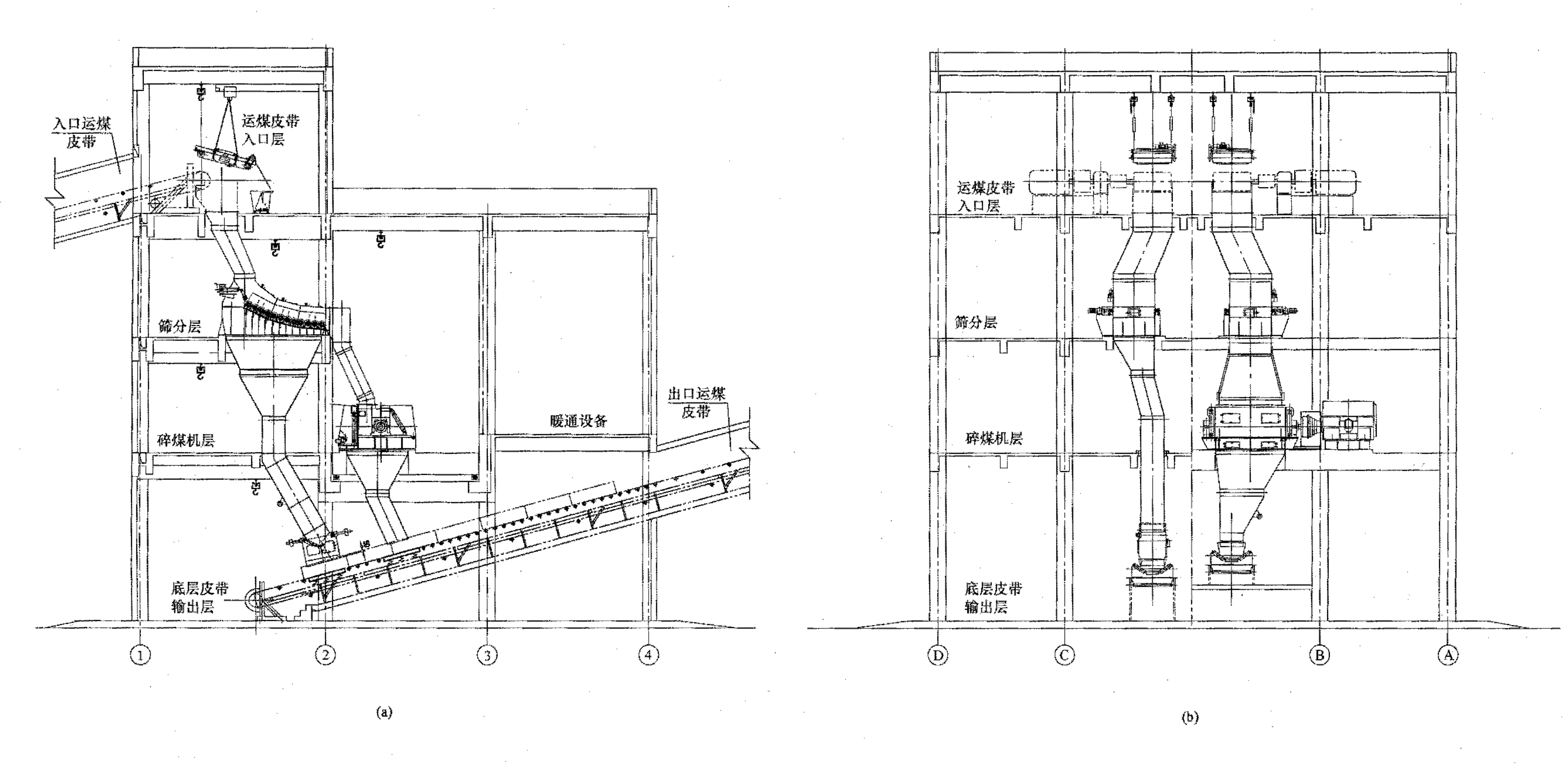


图 14-65　碎煤机垂直于皮带的剖面布置图

（a）平行于栈桥剖面；（b）垂直于栈桥剖面

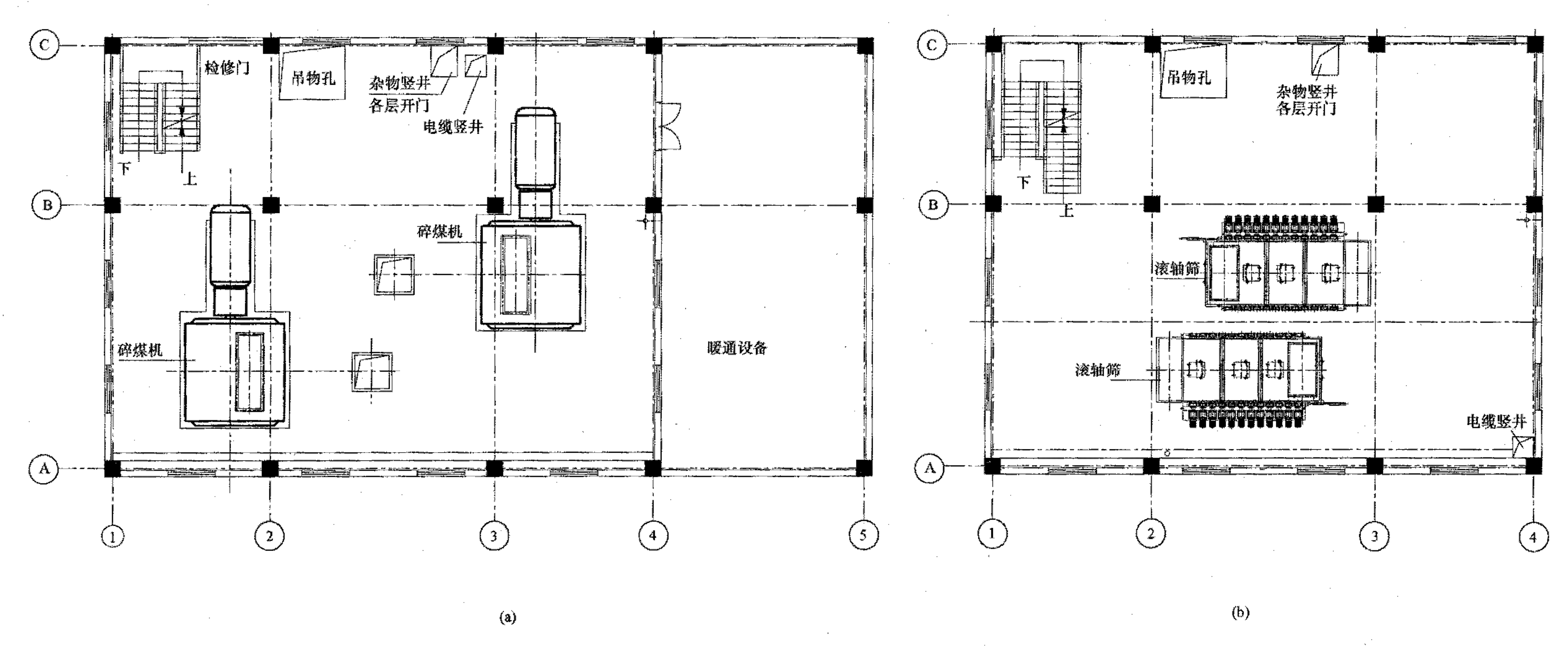


图 14-66 碎煤机平行于皮带的平面布置图（一）

（a）碎煤层；（b）筛分层

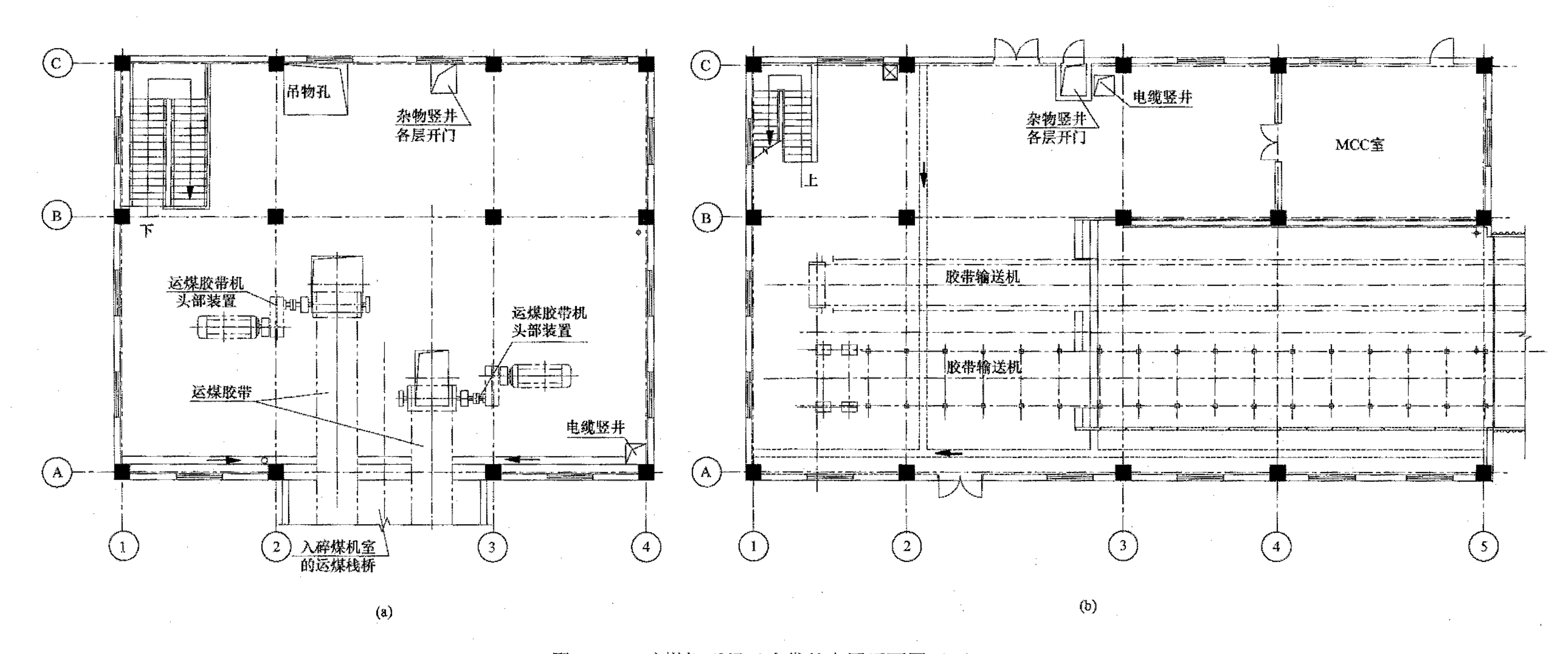


图 14-67 碎煤机平行于皮带的布置平面图（二）

（a）入口层；（b）出口层

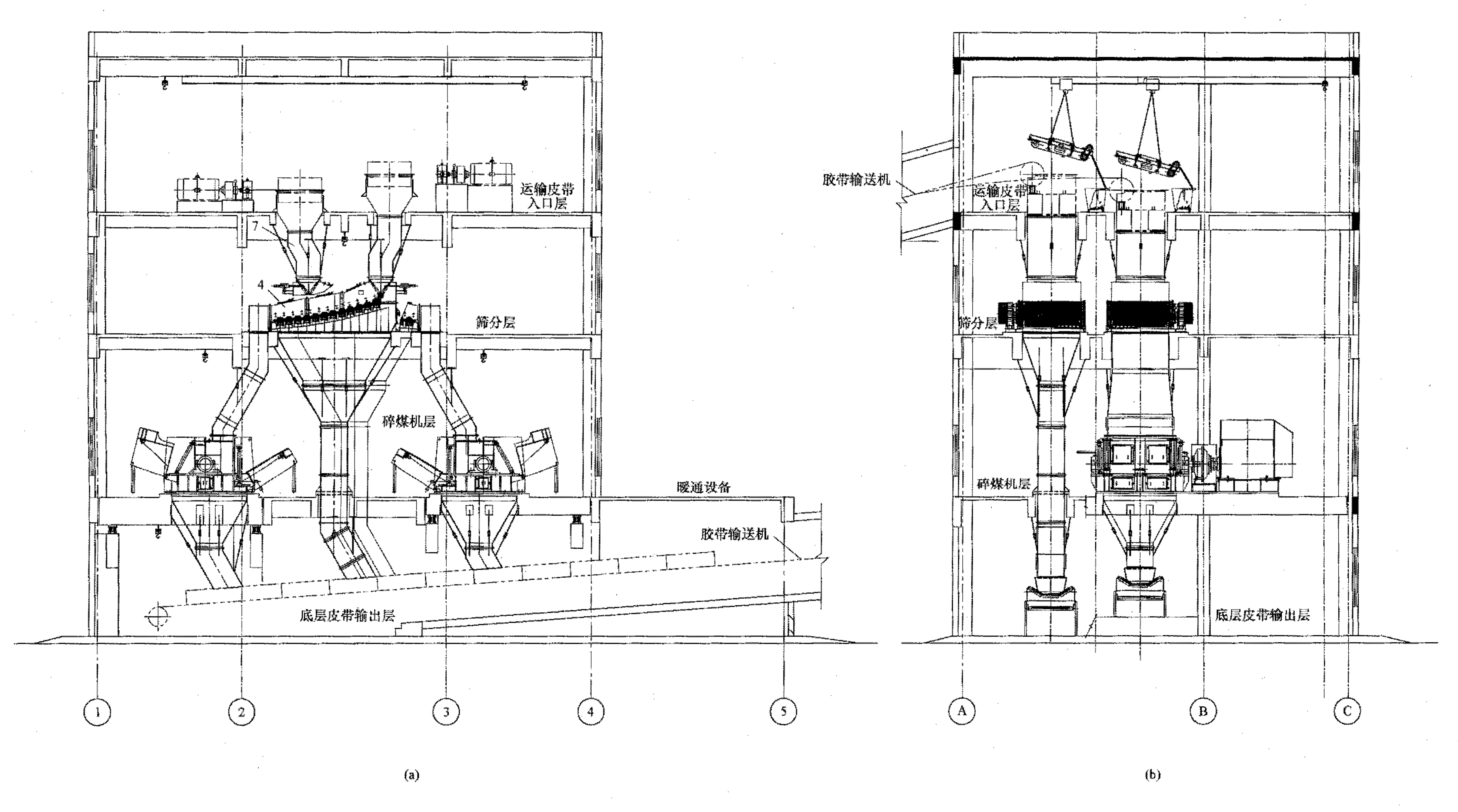


图 14-68　碎煤机平行于皮带的剖面布置图

（a）平行于栈桥剖面；（b）垂直于栈桥剖面

二、结构选型与布置

1. 结构选型

碎煤机室上部结构一般采用现浇钢筋混凝土框架结构，高地震烈度区采用框架+剪力墙或框架+支撑的结构。碎煤机的台板采用弹簧隔振装置支承在框架结构上，台板四周设缝与楼板结构分开。零米以下根据工艺布置需要，也可能会带有地下室。

2. 结构布置

（1）碎煤机室结构布置应与工艺布置统一规划，平面的柱网和竖向的楼层，除满足工艺布置要求外，整体结构宜规则、匀称，尽量避免采用单跨框架结构，并合理布置结构抗侧力体系，以提高整体结构的抗震性能。

（2）框架结构布置时，框架梁与柱或柱与抗震墙（支撑）的中心线宜一致，梁中心线和柱中心线不宜大于柱宽的 1/4，否则应记入偏心的影响。

（3）框架立柱尽量避开入口和出口的运煤栈桥的通道，框架梁的设置应注意在运煤栈桥交接处的净空要求，且不宜小于 2.2m。特别是碎煤机的隔振台板下支承梁，处于出口栈桥的上方，跨度不宜太大，且应避免设计成单跨框架。

（4）碎煤机结构的±0.000m 标高应与主厂房一致；各柱网的布置方向、轴线编号应与运煤总图一致；楼层布置时，根据工艺资料设置的煤水沟应尽量布置各楼层的同一侧，煤水沟边梁宜与楼层梁统一考虑。

表 14-12　　碎煤机型号规格参数表

项目		HCSC6K	HCSC8	HCSC10	HCSC12	HCSC14	单位
额定出力		600	800	1000	1200	1400	t/h
入料粒度		≤	≤	≤	≤	≤	mm
出料粒度		≤	≤	≤	≤	≤	mm
转子	直径	ϕ1200					mm
	破碎长度	1586	1862	2414	2690	2966	mm
	线速度	45.7					m/s
	回转质量	5980				9230	kg
	飞轮矩	2540	2867	3090	3694	4030	kg·m^2
	扰力值	35	37.1	46.0	47.8	52	kN
环锤	列数	4					
	齿锤数量	12	14	18	20	22	个
	圆锤数量	10	12	16	18	20	个
碎煤机质量		23924	24873	30003	33500	35532	kg
主机外形（长×宽×高）		3334×3434×1950	3601×3434×1950	4199×3434×1950	4475×3434×1950	4751×3434×1950	mm×mm×mm

（5）入出栈桥洞口处两侧应设置构造柱，洞口上方设置过梁，其位置及净空应满足工艺资料要求，且不宜小于 2.2m。同时按栈桥的要求设置支承栈桥桁架的大梁；入、出口处的运煤栈桥与碎煤机室之间应设

防震缝。防震缝宜符合 GB 50011《建筑抗震设计规范》的有关规定。底层出口处与运煤栈桥的防震缝，其最小宽度不小于 100mm。

（6）碎煤机因其工作时的动扰力，其基础宜采用弹簧隔振装置，支承在主体框架结构上，隔振台板与周边楼板设缝脱开，且缝宽可取 50mm，详见第十二章。当碎煤机基础不设弹簧隔振时，碎煤机基础一般设计成与主体结构脱开的框架式结构，此时支承碎煤机基础的结构应按 DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》相关章节要求执行。图 14-69 为某工程的碎煤机层结构平面布置图。

三、结构计算

（一）荷载及荷载组合

碎煤机室结构设计时，应考虑以下荷载，其荷载组合根据 GB 50009《建筑结构荷载规范》的相关的组合要求进行组合。

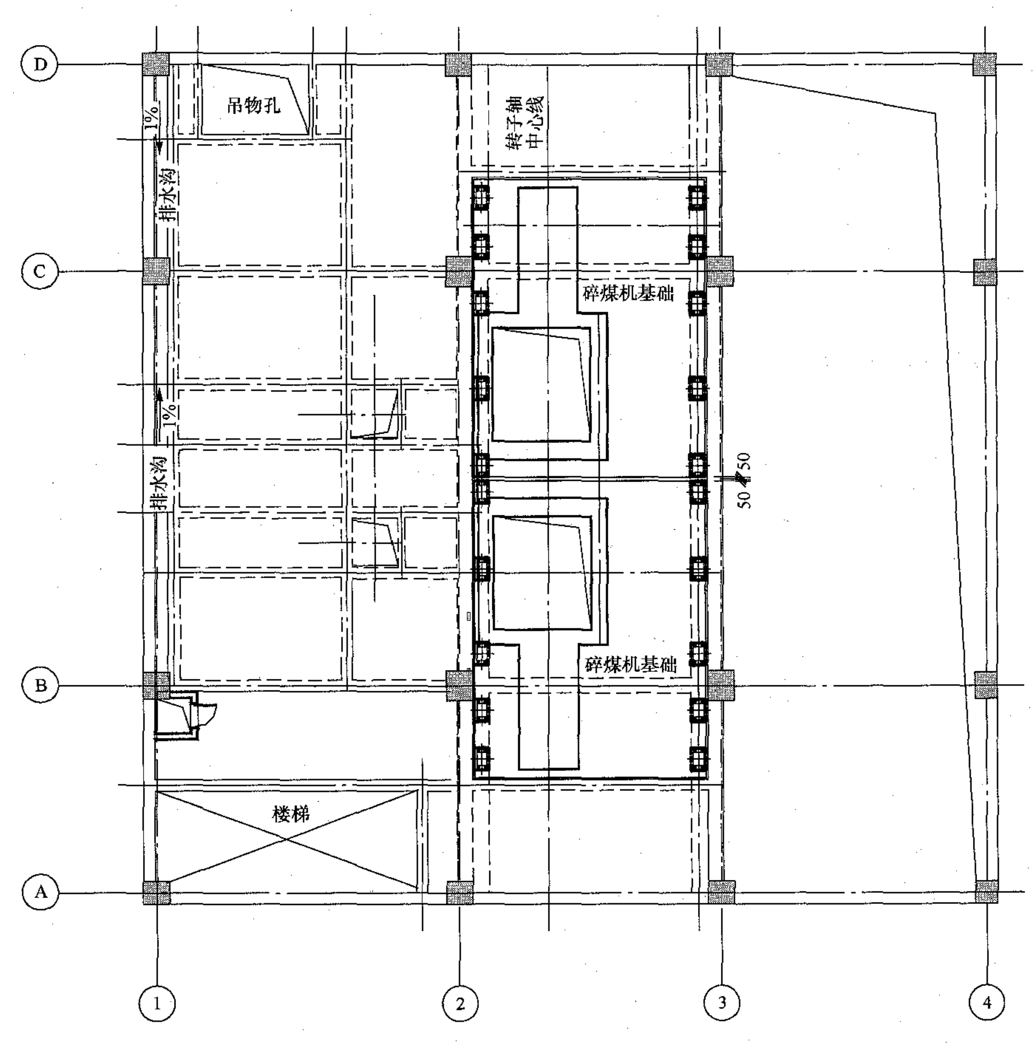


图 14-69　碎煤机层结构平面布置图

1. 永久荷载

（1）永久荷载包括楼、屋面板自重及建筑面层和粉刷层的自重；各楼层填充墙的荷重；运煤栈桥的支座处的恒荷载。分项系数根据 GB 50009《建筑结构荷载规范》的不同的组合要求，按不利和有利分别取以下不同系数：

1）对结构不利时基本组合取 1.2，永久荷载控制时取 1.35；

2）对结构有利时取 1.0。

2. 可变荷载

（1）楼、屋面均布活荷载，按 DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》取值，见表 14-13。

表 14-13　碎煤机室楼、屋面均布活荷载

楼层	荷载（kN/m²）	分项系数	组合系数
屋面	0.7*	1.4	1.0
皮带机层	4	1.3	0.7
皮带机头部传动装置	10	1.3	0.7
煤筛层	4	1.3	0.8

续表

楼层	荷载（kN/m^2）	分项系数	组合系数
碎煤机层	10～20	1.3	0.8
碎煤机室底层	4（10）**	1.3	0.7

注　运煤专业皮带头部或尾部的皮带拉力（分水平力和垂直力），考虑动力系数 1.05。

*　屋面为非上人屋面的取值，为上人屋面时，按 GB 50009《建筑结构荷载规范》取值。

**　括号内仅用于底层为地坪。

（2）运煤栈桥支座处的活荷载、单轨吊的荷重（考虑动力系数 1.05），分项系数取 1.4，组合系数取 1.0。

（3）工艺相关设备、埋铁的荷重，分项系数取 1.4，组合系数取 1.0。

（4）碎煤机台板下弹簧隔振基础传给支承梁的荷载按活荷载考虑，分项系数取 1.3。

3. 风荷载

根据 GB 50009《建筑结构荷载规范》的要求进行组合。

4. 地震作用

根据 GB 50011《建筑抗震设计规范》的要求进行计算和组合。其中，重力荷载代表值系数工艺荷载取 1.0，其他楼面活荷载取 0.7。

（二）结构设计

（1）结构安全等级为二级，抗震设防类别为乙类，地震作用按设防烈度进行计算，抗震构造措施相应地提高一度。当建筑场地为Ⅰ类时，也允许按丙类建筑要求采取抗震构造措施。当采用单跨框架结构时，应采取提高结构安全度的可靠措施。

（2）结构框架计算时，应考虑楼面活荷载折减，皮带机层、煤筛层、底层折减系数取 0.8，碎煤机层取 0.7，屋面取 1.0。

（3）一般情况只需考虑水平地震作用，并可在两个主轴方向分别进行抗震验算。结构布置不规则、质量和刚度明显分布不对称的结构，应计入结构扭转的影响。框架柱的轴压比不应超过下列限值：一级 0.65，二级 0.75，三级 0.85，四级 0.9。

（4）地震作用的计算应符合 GB 50011《建筑抗震设计规范》的要求。

（5）框架的配筋除满足设计计算外，还应根据抗震等级，满足 GB 50011《建筑抗震设计规范》中相应的抗震构造要求。

（6）除碎煤机隔振台板外，楼层结构设计按一般楼层结构进行设计，板厚一般取 100mm。

四、其他注意事项

（1）碎煤机室的结构设计，涉及运煤、建筑、暖通、电气、供水、结构等专业，各专业间需相互配合，设计所需的资料见表 14-14。

表 14-14　　设计所需主要资料

序号	资料名称	资料内容	提供资料的专业
1	建筑图	各层平面、剖面布置图	建筑
2	运煤资料	根据柱（梁）结构布置及建筑图，提取各层平面布置等工艺细部资料，包括设备基础埋件及荷载等	运煤
3	暖通资料	楼面除尘器基础及风机墙上开孔、埋铁	暖通
4	水工资料	给排水及消防开孔、埋铁	供水
5	电气资料	电气 MCC 盘柜及桥架埋件和电缆竖井开孔、埋铁	电气
6	运煤栈桥	入、出口栈桥的支座定位、预埋件及荷载	结构
7	勘测资料	本工程地质资料，必要时试桩报告或复合地基试验报告	岩土专业、试桩单位
8	总图资料	总平面布置和竖向布置图	总图专业

（2）碎煤机隔振设计由隔振厂家负责，台板布置需与结构配合，台板的高度和配筋计算由隔振厂家设计完成。台板的支承大梁应按隔振厂家所提荷载进行设计。

（3）支承入、出口栈桥支座的大梁或牛腿由碎煤机室结构负责设计，其定位及支座预埋件应满足栈桥分册要求。

（4）沉降观测点的设置及观测要求应满足 DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》的要求。

第五节　斗轮机基础

一、斗轮机的布置及型式

1. 斗轮机的工艺布置

斗轮机又称堆取料机，是用于条形煤场存煤和取煤的大型机械。斗轮机在条形煤场内沿纵向轨道运动，进行存煤和取煤作业。轨道之间的输煤皮带可以正向和反向运行，正向运行时，运煤皮带将电厂外部来煤通过斗轮机存储到煤场；反向运行时，运煤皮带将煤场煤通过斗轮机取出运往主厂房。

斗轮机运行时，需要设置于斗轮机基础上，贯穿条形煤场的轨道，以及相应的附属装置，包括轨道两端的车挡、缓冲器、锚固支座等。图 14-70 为典型的煤场布置示意图。

2. 斗轮机型式

斗轮机主要有悬臂式（图 14-71）和门式（图

14-72）两种型式，其中悬臂式斗轮机具有造价低、效率高等优点，应用较为广泛。

二、斗轮机基础的设计

1. 基础型式

斗轮机基础用于支承斗轮机轨道，由于斗轮机的轮压大，同时对轨道的变形要求也很高，因此一般斗轮机基础均采用现浇钢筋混凝土刚性基础。图 14-73 为斗轮机基础的横向剖面示意。斗轮机轨道比煤场地面要高出 1m 左右，两条轨道之间设计混凝土地面以便于运行维护；混凝土地面留有运煤皮带的立柱埋件；轨道外侧需设置挡墙。

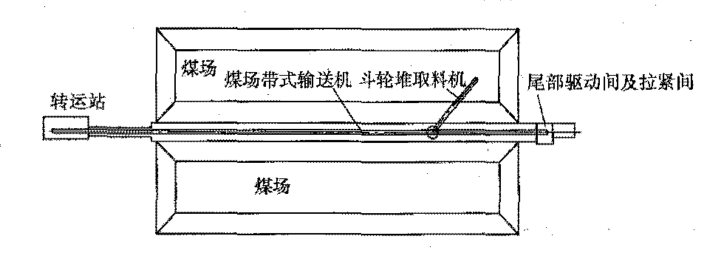


图 14-70　典型斗轮机煤场布置示意图

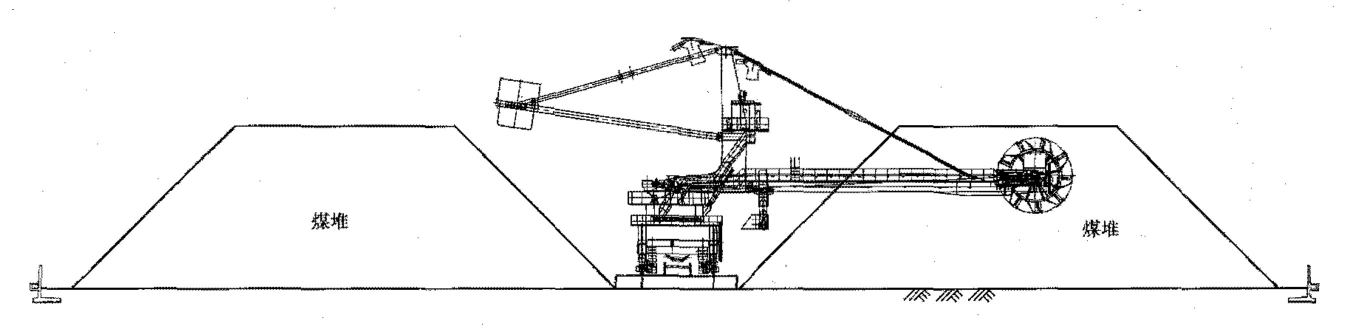


图 14-71　悬臂式斗轮机示意图

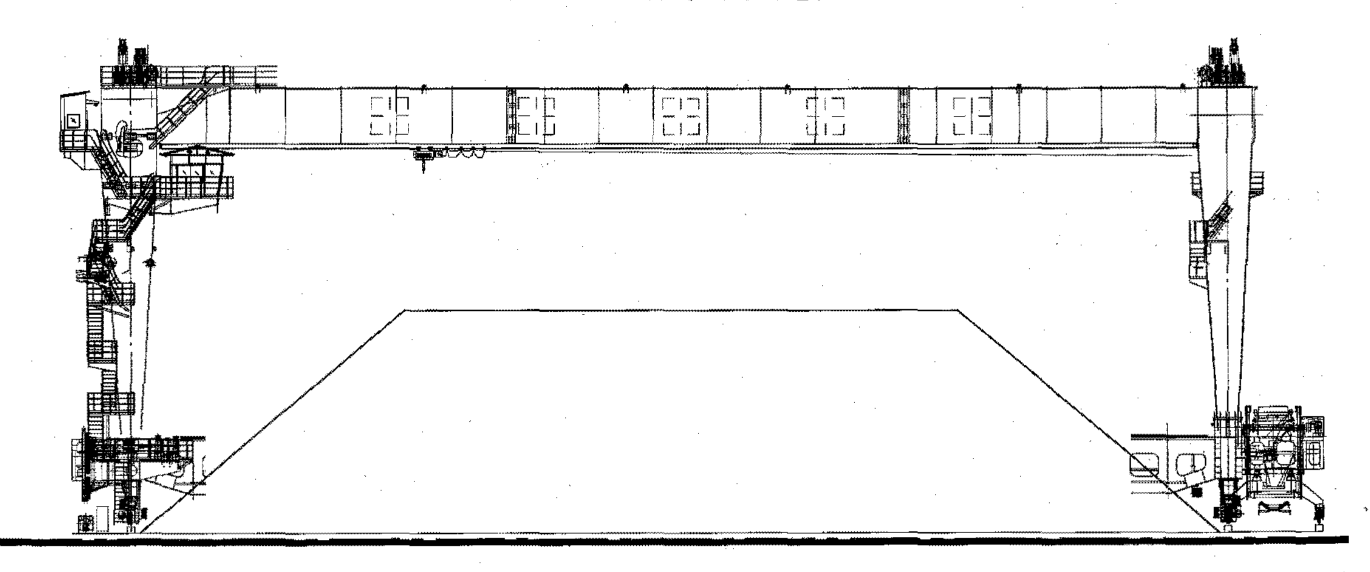


图 14-72　门式斗轮机示意图

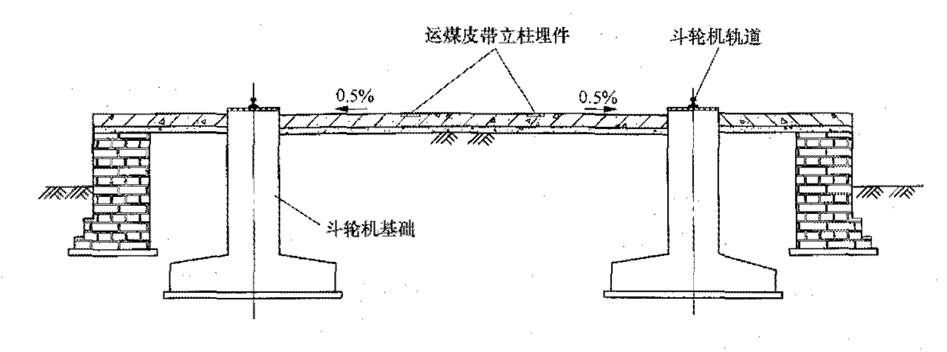


图 14-73　斗轮机基础剖面

2. 基础设计

（1）工艺和设备荷载资料。斗轮机基础设计时需要的资料主要包括各工艺专业的资料和斗轮机制造厂家的设备资料。

工艺专业需要提供的资料主要包括：

1）条形煤场的平面和竖向布置图，包括斗轮机的定位和标高、斗轮机动力电缆和控制电缆的沟道和埋管、煤场运煤皮带的布置和与转运站的接口、皮带拉紧器的布置和荷载等。

2）煤场的排水沟道和埋管、消防设施土建资料、推煤机通道。

斗轮机制造厂家的设备资料主要包括斗轮机轨道要求、轮压和轮距、对轨道的安装要求；斗轮机的车挡、缓冲器、锚固支座位置及荷载等。

（2）地基承载力要求。斗轮机基础地基选型时，应参考地基土的密实度和承载力综合确定采用天然地基或是人工地基。当地基土为稍密、中密、密实的原土层且地基承载力特征值不小于120kPa时，可以采用天然地基；当地基土为欠固结的淤泥、淤泥质土、回填土或自重湿陷性黄土时，宜采用人工地基，地基处理方式可参考厂区地基处理方式。

（3）基础设计。斗轮机基础的设计包括斗轮机基础、轨道连接、运煤皮带地面和立柱基础、挡墙、尾部拉紧器支架等内容。

1）斗轮机基础。斗轮机基础数百米长，考虑温度作用影响和方便施工等因素，设计时一般将基础进行分段，每段10～15m长。基础通常采用条形基础，横断面为倒T形；为保证基础基底反力线性分布，条形基础的高度宜取基础分段长度的1/4～1/6；基础宽度根据地基承载力计算确定。

斗轮机基础地基承载力计算应执行GB 50007《建筑地基基础设计规范》和DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》的有关规定。标准组合工况下的基底平均反力 p_k 和基础边缘偏心最大反力 p_{kmax} 应满足以下要求：

$$p_k \leqslant f_a \tag{14-30}$$

$$p_{kmax} \leqslant 1.2 f_a \tag{14-31}$$

式中 f_a——修正后的地基承载力特征值，kN/m²。

基底平均反力 p_k 可按下式确定：

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \tag{14-32}$$

式中 F_k——斗轮机传至基础顶面的竖向力值，kN；

G_k——基础自重和基础上的土重，kN；

A——基础底面积，m²。

基础边缘偏心最大反力 p_{kmax}、最小反力 p_{kmin} 可按下式确定：

$$p_{kmax} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \tag{14-33}$$

$$p_{kmin} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \tag{14-34}$$

式中 M_k——作用与基础底面的力矩，kN·m；

W——基础底面的抵抗矩，m³。

计算基础底面偏心力矩时，应将斗轮机轮压荷载作为移动荷载，按影响线寻找最不利位置进行计算。斗轮机传至基础顶部的竖向力 F_k 根据厂家提供的斗轮机最大轮压确定。斗轮机基础地基承载力计算模型详见图14-74。

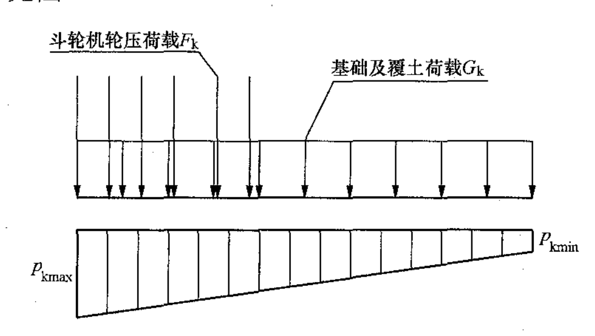


图14-74 斗轮机基础地基承载力计算模型图

斗轮机基础断面为倒T形，下部翼板的宽度根据地基反力确定，配筋可按悬挑板进行设计。基础梁的配筋计算可采用倒梁法，此时可将梁截面简化为矩形，按斗轮机车轮的最不利位置分别计算基础梁的上部和下部配筋，斗轮机基础梁计算模型详见图14-75。斗轮机基础一般可不进行地基的变形验算和混凝土裂缝计算。斗轮机其余部件如车挡、缓冲器、锚固支座等的基础紧挨斗轮机轨道基础，可做成整体式基础。斗轮机地面比煤场地面高出1m左右，需设计挡墙。挡墙一般采用块石或灰沙砖砌筑，设计原则可遵照重力式挡土墙的相关规定。

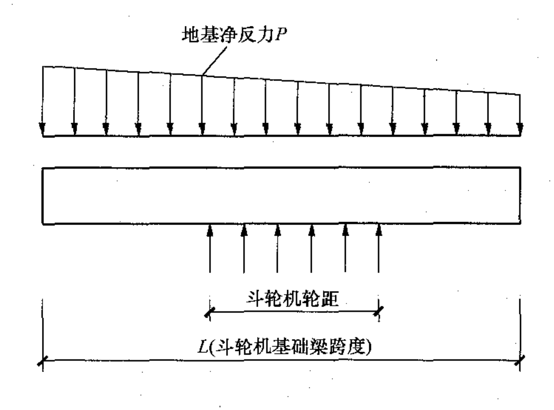


图14-75 斗轮机基础梁计算模型图

2）斗轮机轨道联结。斗轮机轨道联结做法除满足设备要求外，可参照国标图集（G325）《吊车轨道联结及车挡》进行设计。轨道联结有刚性联结和柔性联结两种方式，详见图14-76。轨道连接也可参考铁

道行业的轨道扣件。

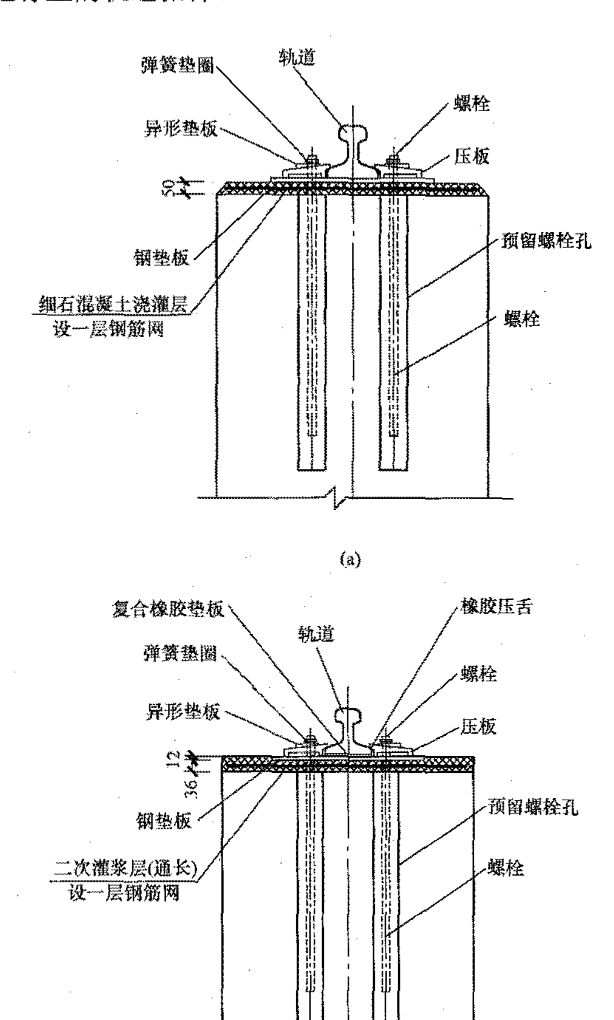


图 14-76　轨道连接详图
（a）刚性连接；（b）柔性连接

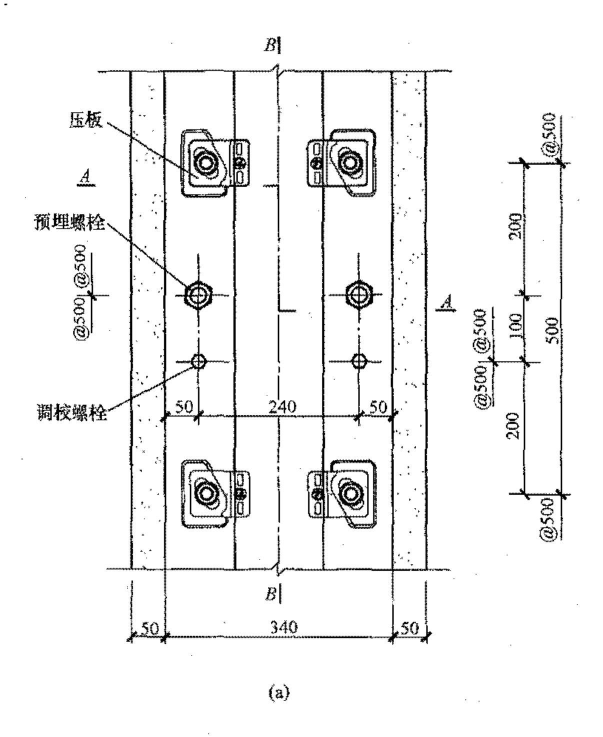
轨道刚性联结是传统的硬式轨道固定技术，施工简单、造价较低，当地基条件较好时应用较多；当地基条件较差时，应采用柔性轨道联结。

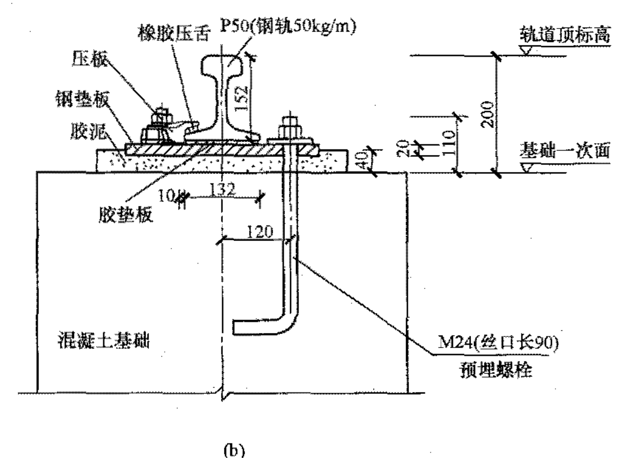
当地基为软土地基时，轨道基础易发生较大变形，从而导致钢轨出现严重的弯曲变形，影响斗轮机的正常运行，此时可考虑采用新型轨道联接方式，详见图 14-77（1）。

3）斗轮机辅助设备基础。斗轮机有车挡、锚定器、千斤顶等辅助设备需要设计基础。这些设备基础的布置、荷载等资料由工艺专业和设备厂家提供，基础与斗轮机基础整浇在一起并进行联合分析。典型的车挡由厂家供货，土建预埋固定车挡的埋铁，详见图 14-77（2）。

三、构造要求

（1）斗轮机基础混凝土强度不宜低于 C25，垫层混凝土强度等级不宜低于 C15。





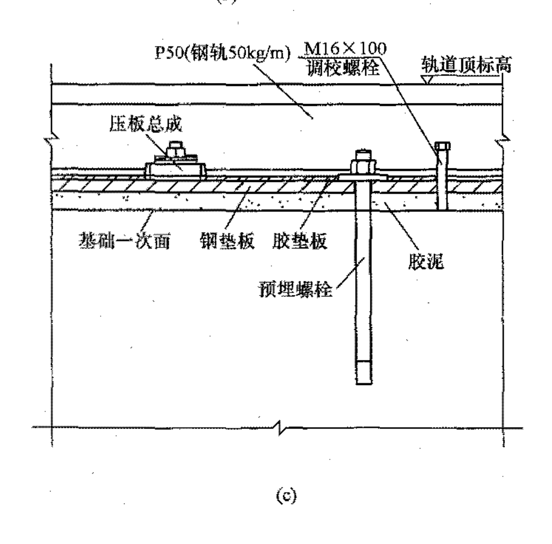


图 14-77（1）　新型轨道联接图
（a）新型轨道联接平面；（b）*A*—*A* 剖面；
（c）*B*—*B* 剖面

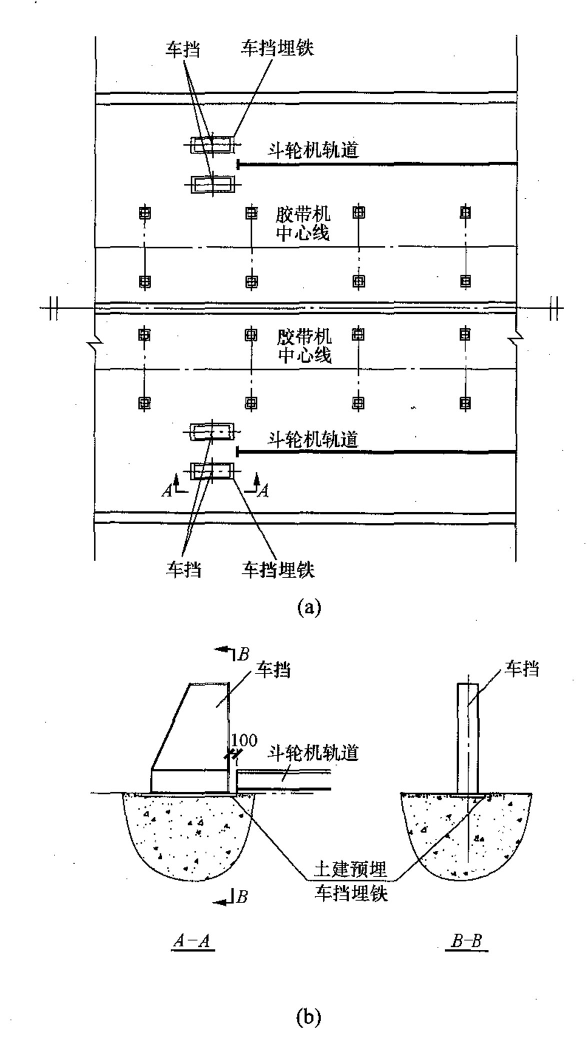


图 14-77（2） 车挡布置示意图

（2）斗轮机基础放大脚可采用锥形或阶梯形。锥形基础的边缘高度不宜小于 200mm，坡度不宜大于1:3；阶梯形基础的每阶高度，宜为 300～500mm。

（3）斗轮机基础梁的纵向钢筋最小配筋率不应小于0.2%；底板受力钢筋的最小配筋率不应小于0.15%。

（4）斗轮机基础之间的伸缩缝宽度宜为 20mm，填充沥青麻丝。

（5）斗轮机基础之间的地坪应采用混凝土地面，混凝土厚度不小于 200mm；地坪沿长度方向每隔 6m 左右设一道伸缩缝，缝宽 20mm，内填沥青木丝板。

（6）斗轮机基础之间的地坪回填应采用力学性质较好的原土，回填时应进行分层碾压，分层厚度不大于 300mm，压实系数不小于 0.93。斗轮机皮带支架基础可直接放置在混凝土地面上。

第六节　干煤棚网架

一、结构选型

（一）概述

干煤棚是火力发电厂中一种大型的贮煤设施，其功能是贮存一定数量的干煤满足电厂运行的要求，干煤棚一般设计为半封闭结构。近年来由于环保要求的不断提高，露天煤场的煤炭散堆方式逐渐被封闭储存方式所取代，干煤棚被要求设计为全封闭结构，干煤棚的区域涵盖了整个煤场，其容积根据机组正常运行所需的储煤量确定。

（二）结构型式选择

1. 干煤棚结构型式选择

干煤棚的结构型式主要有平面刚架、平面桁架、平面拱结构以及空间网壳结构。目前设计的干煤棚多采用空间网壳结构，国外工程也有采用气膜结构的工程实例。

网壳结构属于多次超静定空间结构体系，结构体系以杆件为基础，按一定规律组成网格，按壳体结构布置成为空间构架，同时具有杆系和壳体的性质；网壳结构改变了平面网架结构的受力状态，能承受来自各方面的荷载，且杆件规律性强，网格划一，整体性好，空间刚度大和抗震性能好，此外杆件之间全部采用焊接或螺栓连接，便于安装。根据已经建成的干煤棚结构的技术经济指标的比较，采用网壳结构具有明显的优势，干煤棚跨度在 70～130m，一般说来每平方米投影面积用钢材 40～70kg。

在国外，干煤棚也有采用气膜结构的。气膜结构使用膜材，其重量只是传统建筑的三十分之一，通过结构内部的充气压作为结构支撑，可以从根本上克服传统结构在大跨度（无支撑）建筑上实现时所遇到的困难，可创造巨大的无遮挡的可视空间。其具有造型自由轻巧、阻燃、制作简易、安装快捷、节能、易于、使用安全等优点。但是气膜结构用于电厂储煤设施时，由于工作环境较差，耐久性难以保证，并且由于气膜结构对于使用中的维护较为精细，需要实时监控并调整气压，因此对煤场的精细化管理要求较高。此外气膜结构造价也较高。

因此，网壳结构为如今火力发电厂干煤棚结构的首选结构型式，本节仅介绍网壳结构的设计。

2. 网壳结构型式选择

大跨度干煤棚的煤场机械一般选用斗轮堆取料机。根据堆煤特性及斗轮机的作业特点可知，干煤棚的有效使用空间的截面形状是梯形，作业空间的包络线接近弧形。

火力发电厂干煤棚的主体结构基本采用双层柱面网壳的型式。由于干煤棚结构其平面尺寸为矩形，柱面网壳可以视作矩形平板网架卷曲后形成，一般选择四角锥体系的网格布置方式。

普通的干煤棚以前仅为存储干煤所用，因此多设计为两端开敞的柱面网壳结构。全封闭的干煤棚基本

要求全封闭，即在原来柱面网壳结构的两端要设置山墙与主体结构连接。山墙的结构型式有抗风柱（抗风桁架）结构及平板网架结构两种。如采用抗风柱（抗风桁架）结构，一般与主体柱面网壳结构脱开布置，仅考虑柱顶水平力传递至柱面网壳结构；如采用平板网架结构，则与柱面网壳结构整体协同考虑。考虑扩建需要时，扩建侧山墙结构一般应采用抗风柱（抗风桁架）结构。

（三）网壳外形尺寸设计

（1）干煤棚网壳结构的外形尺寸见图 14-78，主要包括结构的平面尺寸（跨度 S 和长度 D）以及结构的断面尺寸。干煤棚的功能要求它必须具有一定的储存和作业空间，即结构必须能满足一定的净空要求。这主要是由贮煤量以及煤场机械两个因素决定。干煤棚结构的长度 D 和跨度 S 是根据与装机容量匹配的耗煤量来确定的，而其断面尺寸则由堆煤和煤场机械的作业要求以及结构构造要求来确定。

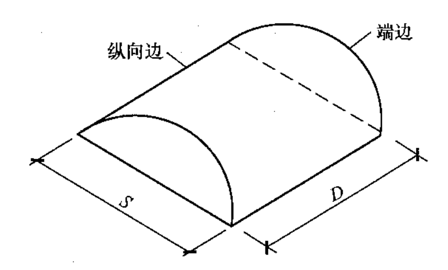


图 14-78　柱面网壳几何尺寸示意
D—长度；S—跨度

（2）根据国家标准 JGJ 7《空间网格结构技术规程》的规定，柱面网壳结构外形尺寸设计宜符合下列规定：

1）两端边支承的柱面网壳，其跨度 S 与长度 D 之比宜小于 1.0，壳体的矢高可取跨度 S 的 1/3～1/6；

2）沿两纵向边支承或四边支承的柱面网壳，壳体的矢高可取跨度 S 的 1/2～1/5。

（3）干煤棚断面主要是考虑堆煤高度及斗轮机的作业空间的要求。常见的有圆柱面网壳结构及三心圆柱面网壳结构两种型式。

1）圆柱面网壳结构顾名思义，就是圆柱体的一部分表面，根据空间要求来确定圆柱面的半径。

2）三心圆柱面是在圆柱面基础上发展起来的一种优化布置，它是以满足空间需求的前提下最大限度地压缩网壳空间为优化目标：

首先三心圆柱面相对于常规圆柱面而言，整个柱面由三段圆弧分别组成，且中间段为半径较大的圆弧，相应的弧度较小，因此矢高可以得到大大降低，而该部分空间正是斗轮机无法利用的空间，对斗轮机正常的操作空间没有影响；

其次相对于常规的落地拱结构而言，带直段三心圆柱面结构相当于将网壳拱脚一定范围内的构件沿干煤棚中心方向内收成为垂直于地面的直段，从而使得整个干煤棚的跨度大大减小，减少占地的同时也极大丰富了整个干煤棚的建筑造型。

目前的干煤棚选型中，三心圆柱面网壳已经是首选，而普通圆柱面网壳由于空间的浪费，已经很少采用。

三心圆柱面干煤棚网壳外形见图 14-79，其优化选型公式如下：

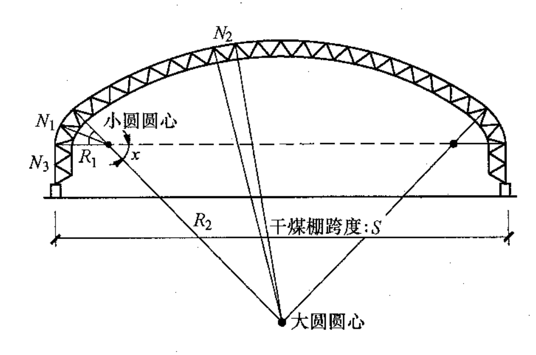


图 14-79　三心圆柱面干煤棚网壳外形图

根据图 14-79，可以得出：

$$\frac{L}{\sin\frac{x}{N_1}}=\frac{R_1}{\sin\frac{\pi-\frac{x}{N_1}}{2}}=\frac{R_1}{\cos\frac{x}{2N_1}}$$

即
$$2R_1=\frac{L}{\sin\frac{x}{2N_1}} \tag{14-35}$$

$$\frac{L}{\sin\frac{\pi-2x}{N_2}}=\frac{R_2}{\sin\frac{\pi-\frac{\pi-2x}{N_2}}{2}}=\frac{R_2}{\cos\frac{\pi-2x}{2N_2}}$$

即
$$2R_2=\frac{L}{\sin\frac{\pi-2x}{2N_2}} \tag{14-36}$$

$$2R_1+2(R_2-R_1)\cos(x)=S \tag{14-37}$$

式中　R_1——小圆半径，m；
R_2——大圆半径，m；
N_1——小圆网格数；
N_2——大圆网格数；
N_3——直段网格数；
L——横向网格长度，m；
x——小圆段的圆心角，弧度。

一个典型的三心圆柱面，其控制参数为 N_1、N_2、R_1、R_2 和 X，确定了以上 5 个参数，就可以得出三心圆柱面的外形尺寸。

将式（14-35）、式（14-36）代入式（14-37），经简化后建立以 x 为未知变量的函数 $F(x)$ 为：

$$F(x)=S-\frac{L}{\sin\frac{x}{2N_1}}-\left(\frac{L}{\sin\frac{\pi-2x}{2N_2}}-\frac{L}{\sin\frac{x}{2N_1}}\right)\cos(x)=0$$

结合工程经验，N_1 建议的取值范围为：2、3、4，显然有 $S\leqslant(2N_1+N_2)L\leqslant0.5\times3.14S$，即 N_2 取满足（$S/L-2N_1$）$\leqslant N_2\leqslant$（$0.5\times3.14\times S/L-2N_1$）的整数；同时在 $0<x<\pi/2$ 之间，x 有解。利用二分法编制计算机短程序可求解出 x 和对应的 N_1、N_2，根据式（14-35）和式（14-36）可求解 R_1、R_2。

（四）网壳厚度选择

根据国家标准 JGJ 7《空间网格结构技术规程》的规定，双层柱面网壳结构的厚度可取宽度 S 的 1/20～1/50。在实际工程中，一般取为 3m 左右。

（五）网壳网格尺寸选择

根据工程经验，网壳结构的横向网格长度在构造上可采用以下尺寸：当跨度小于 50m 时，1.5～3.0m；当跨度为 50～100m 时，2.5～4.0m；当跨度大于 100m 时，3.5～4.5m。设计时应考虑保证网壳结构主要网格尺寸在构造范围之内。

从干煤棚的工艺布置及结构受力特点而言，网壳结构横向（即跨度方向 S）为主受力方向，杆件截面较大；而纵向（即长度方向 D）为平面外构造，杆件选用一般为构造要求，因此一般使纵向网格尺寸取值较横向网格尺寸大，可以在一定程度上降低网壳结构的整体用钢量。但需要指出的是，纵向网格尺寸过大，会使得横向节点的受荷面积加大，从而引起横向受力杆件截面增加，因此纵向网格的长度并非越大越好，应该综合考虑。根据工程经验，干煤棚柱面网壳结构的网格尺寸经济取值为：横向网格在 3.5～4m，纵向网格尺寸在 4～4.5m。

（六）网壳边界条件设计

1. 支承点布置

根据干煤棚的工艺特点，对于两边开敞的干煤棚，选择沿两纵向边支承，支承点的布置可以根据结构荷载的大小选择沿纵向节点逐个布置或者间隔布置。一般选择沿纵向隔一个节点（即沿纵向两个网格）布置一个支承点的方式，可以在保证结构受力合理的情况下减少支座数量，降低土建费用。

对于全封闭的干煤棚结构，如果山墙选择抗风柱（抗风桁架）结构体系，由于跟主体网壳结构是脱开布置，则网壳结构的支承点布置与两端开敞的情况下相同；如果山墙采用平板网架与主体柱面网壳结构形成整体，则干煤棚结构采用四边支承方式，支承点布置可以根据结构荷载的大小选择沿纵向节点逐个布置或者间隔布置。

2. 支承方式选择

双层柱面网壳的支承方式可选用上弦支承或者下弦支承，分别如图 14-80 及图 14-81 所示。

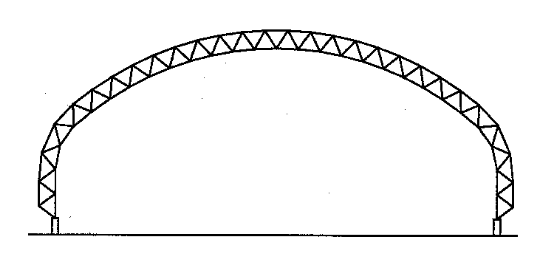


图 14-80　下弦支承方式

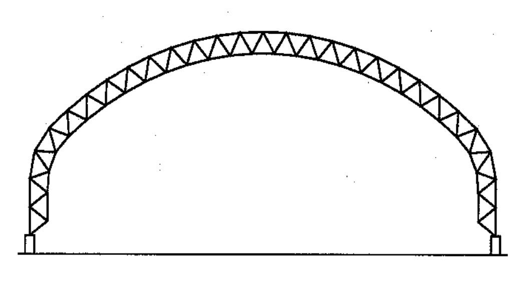


图 14-81　上弦支承方式

上弦支承的优点是干煤棚外立面比较平整，整体效果较为美观；缺点是由于网壳厚度占据了干煤棚内部净空，因此干煤棚的跨度及矢高必须在净空要求的基础上加大。

下弦支承跟上弦支承相反，由于网壳厚度凸出在干煤棚净空以外，因此不占据干煤棚内部净空，从而干煤棚的跨度即矢高较小。但是由于网壳厚度外凸，外立面效果有所不同。

应该指出的是，两种支承方式下，其实质上网壳结构本身的整体尺寸是相差不大的，两者的受力特点及用钢量也都相差不大，只不过是支承结构在上弦支承情况下布置的跨度较大。因此在一般情况下，多选择上弦支承的方式，可以获得较好的外观效果。

3. 支座型式

网壳结构的支座反力，除了竖向反力之外，沿跨度方向的水平反力也较大。对于下部支承结构而言，往往是水平反力起控制作用。因此干煤棚网壳结构的支座需要抵抗沿跨度水平方向及竖向两个方向的反力。对于沿干煤棚纵向长度方向，在一般情况下支座反力较小，但是在温度作用下，如果纵向水平位移得不到释放，越往干煤棚两端，则支座反力越大。为降低网架温度应力，网架纵向长度一般情况下不宜超过 150m，超过这一长度时宜设置结构伸缩缝。

（七）干煤棚网壳结构布置典型范例

干煤棚网壳结构布置典型案例如图 14-82 所示。

二、荷载及组合

对于干煤棚结构的非抗震设计，荷载及荷载效应组合应按照现行国家标准 GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定进行计算；对于抗震设计，地震组合的效应应按现行国家标准 GB 50011《建筑抗震设计规范》进行计算。此外，干煤棚结构的荷载及荷载效应组合还应符合 DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》的要求。

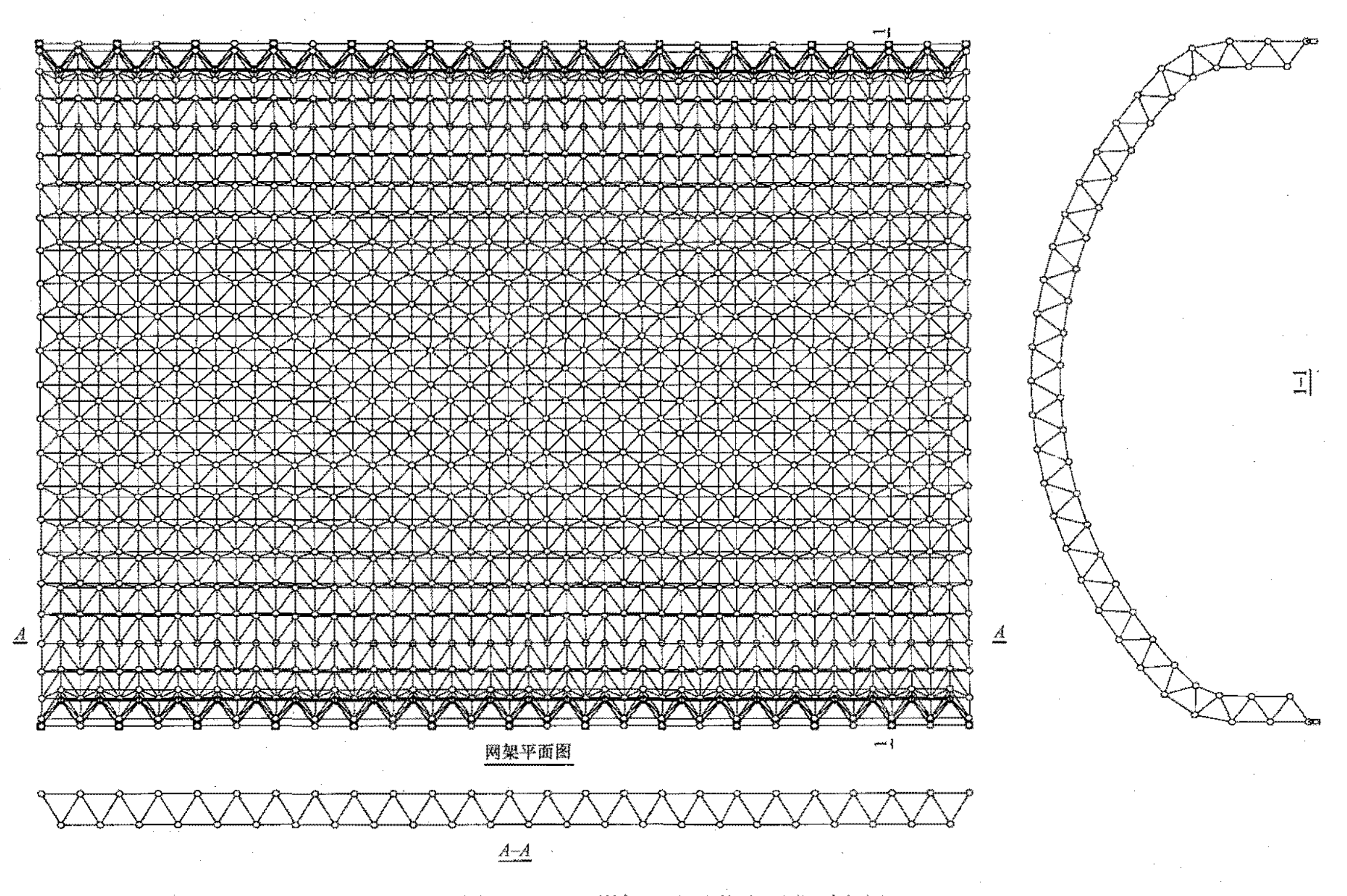


图 14-82　干煤棚网壳结构布置典型案例

（一）荷载

干煤棚结构的荷载主要有屋面永久荷载、屋面活荷载、风荷载、雪荷载、温度作用以及地震作用，在特殊情况下还会有因支座强迫位移产生的作用。

1. 永久荷载

永久荷载主要包括干煤棚网壳结构自重，以及作用在干煤棚上弦层节点上的屋面围护结构自重。由于如今网壳结构设计都是采用计算机专用程序，网壳结构的自重由专用程序自动计算，方便而且准确。屋面围护结构一般在轻型檩条上铺压型钢板，檩条自重一般取 0.1～0.15kN/m²，压型钢板自重一般取 0.075～0.1kN/m²。

2. 屋面活荷载

按照现行国家标准 GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定，不上人屋面的活荷载标准值为 0.5kN/m²，并规定对不同类型的结构应按有关设计规范的规定采用，但不得低于 0.3kN/m²。而按照 DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》的规定，当干煤棚屋面采用压型钢板、玻璃钢及石棉瓦等轻屋面时，其屋面活荷载按 0.3kN/m² 采用。因此干煤棚结构屋面活荷载一般按取 0.3kN/m²。

此外，对于不上人屋面的均布活荷载，可不与雪荷载和风荷载同时组合。

3. 风荷载

根据 GB 50009《建筑结构荷载规范》，垂直于建筑物表面上的风荷载标准值均按下式计算：

$$w_k=\beta_z\mu_s\mu_z\omega_0 \tag{14-38}$$

式中　w_k——风荷载标准值，kN/m²；

β_z——风振系数；

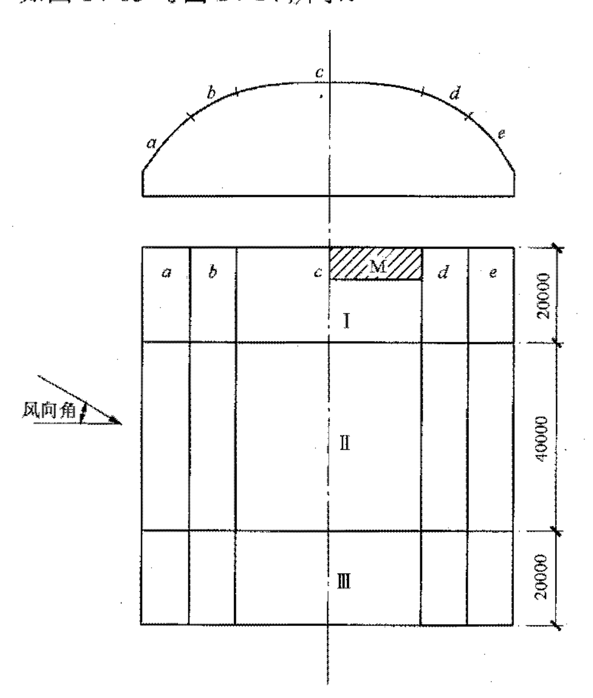
μ_s——风荷载体型系数；

μ_z——风压高度变化系数；

w_0——基本风压值，kN/m²。

风荷载的计算重点在于风荷载体型系数 μ_s 的确定。对于全封闭的干煤棚而言，可以按照现行国家标准 GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定取值。但是对于两端开敞的干煤棚结构，由于其内外表面都是有

风压的，因此其风荷载体型系数要复杂得多，宜由风洞试验确定。根据多年工程经验的总结，列出几个典型跨度下两端开敞干煤棚结构的风荷载体型系数的简化分布，在没有条件做风洞试验时，可对比参考借鉴。如图 14-83 与图 14-84 所示。



风向角	横向/纵向	外表面风压系数 a	b	c	d	e	内表面风压系数 a	b	c	d	e
0°	I II III	0.7	−0.8	−0.8	−0.5	−0.3				−1.4	
≠0°	I	0.8	−0.7	−1.2 / M:−2.5	−0.8	−0.7	1.4	0.8	−0.8 / M:−2.5	−1.4	−1.4
	II	0.6	−0.7	−0.9	−1.1	−0.7	1.0	0.5	−0.8	−1.4	−1.4
	III	−0.1	−0.6	−0.7	−0.8	−0.5	0.6	0.4	−0.4	−0.5	−0.2

图 14-83　98m 跨度干煤棚风荷载体型系数简化分布

根据 GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定，对于风敏感的或跨度大于 36m 的柔性屋盖结构，应考虑风压脉动对结构产生风振的影响。屋盖结构的风振影响宜依据风洞试验结果按随机振动理论计算确定。对于火力发电厂干煤棚结构的风振影响计算的处理，一般按照工程经验取 β_z=1.1～1.3。

4. 雪荷载

屋面水平投影面上的雪荷载标准值应按下式计算：

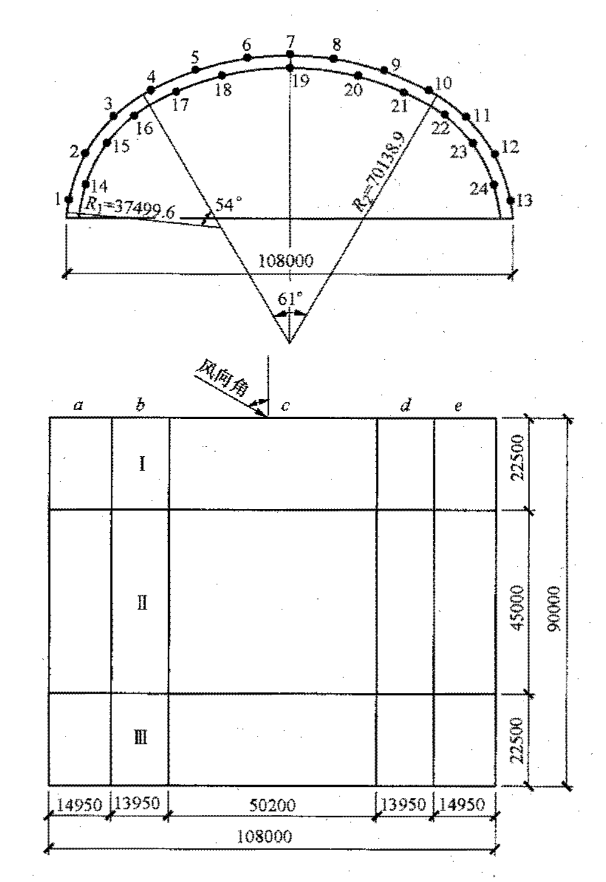
$$S_k=\mu_r S_0 \tag{14-39}$$

式中　S_k——雪荷载标准值，kN/m²；

μ_r——屋面积雪分布系数；

S_0——基本雪压值，kN/m²。

基本雪压及屋面积雪分布系数均按照 GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定取值。对于干煤棚网壳结构计算，应分别按照全跨积雪的均匀分布、不均匀分布和半跨积雪的均匀分布分别输入计算机程序并同其他荷载进行组合计算；对于屋面围护结构的计算，则按积雪不均匀分布的最不利情况采用。



风向角	a I	a II	a III	b I	b II	b III	c I	c II	c III	d I	d II	d III	e I	e II	e III
90°	1.1			0.5			−0.6			−0.3			−0.2		
75° 60°	1.2	1.2	0.9	0.5	0.1	−0.1	−0.5	−0.7	−0.5	−1.2	−1.1	−0.6	−1.5	−1.0	−0.5
45° 30°	1.0	0.8	0.5	0.7	0.4	0.2	−0.2	−0.4	−0.4	−1.4	−0.9	−0.5	−1.4	−0.8	−0.4
15°	0.9	0.5	0.3	0.8	0.4	0.2	0.6	0.2	0.1	−0.5	−0.1	0.1	−0.7	−0.2	−0.1

图 14-84　108m 跨度干煤棚风荷载体型系数简化分布

5. 温度作用

温度作用按照 GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定计算。在实际情况中，一般由计算机通用程序自动计算，只需输入相关的气象数据即可。

6. 地震作用

在抗震设防烈度为 7 度的地区，当网壳结构的矢跨比大于或等于 1/5 时，应进行水平抗震验算；当矢跨比小于 1/5 时，应进行水平和竖向抗震验算；在抗震设防烈度为 8 度或 9 度的地区，对各种网壳结构均应进行水平和竖向抗震验算。

7. 支座沉降

支座发生超出规程规范容许的基础沉降或因堆煤产生的强迫位移作用时，一般不作为结构分析计算的设计工况，但必须作为结构的校核工况进行复核计算。

（二）荷载组合

干煤棚结构设计的荷载中，结构自重属于永久荷载，屋面活荷载、雪荷载、风荷载及温度作用属于可变荷载。

（1）在非抗震设计时，荷载基本组合效应设计值应从如下荷载组合值中取最不利的效应设计值确定。

由可变荷载控制的组合见表 14-15。

由永久荷载控制的组合见表 14-16。

（2）对抗震设计，地震作用的组合应按现行国家标准 GB 50011《建筑抗震设计规范》进行计算（表 14-17）。

表 14-15　可变荷载控制的组合

序号	屋面恒荷载	屋面活荷载	风荷载	雪荷载	温度作用	控制荷载
1	1.2	1.4				屋面活荷载
2	1.2（1.0）	1.4	1.4×0.6			屋面活荷载
3	1.2	1.4			1.4×0.6	屋面活荷载
4	1.2（1.0）	1.4	1.4×0.6		1.4×0.6	屋面活荷载
5	1.2（1.0）		1.4			风荷载
6	1.2（1.0）	1.4×0.7	1.4			风荷载
7	1.2（1.0）		1.4	1.4×0.7		风荷载
8	1.2（1.0）		1.4		1.4×0.6	风荷载
9	1.2	1.4×0.7	1.4		1.4×0.6	风荷载
10	1.2		1.4	1.4×0.7	1.4×0.6	风荷载
11	1.2			1.4		雪荷载
12	1.2（1.0）		1.4×0.6	1.4		雪荷载
13	1.2			1.4	1.4×0.6	雪荷载
14	1.2（1.0）		1.4×0.6	1.4	1.4×0.6	雪荷载
15	1.2				1.4	温度作用
16	1.2	1.4×0.7			1.4	温度作用
17	1.2（1.0）		1.4×0.6		1.4	温度作用
18	1.2			1.4×0.7	1.4	温度作用
19	1.2（1.0）	1.4×0.7	1.4×0.6		1.4	温度作用
20	1.2（1.0）		1.4×0.6	1.4×0.7	1.4	温度作用

注　1. 括号中数据的含义表示在此组合下，该荷载需要同时考虑括号内取值的工况；

2. 雪荷载需分别取全跨积雪的均匀分布、不均匀分布和半跨积雪的均匀分布三种工况参与组合。

表 14-16　永久荷载控制的组合系数

序号	屋面恒荷载	屋面活荷载	风荷载	雪荷载	温度作用	控制荷载
1	1.35					屋面恒荷载
2	1.35	1.4×0.7				屋面恒荷载
3	1.35（1.0）		1.4×0.6			屋面恒荷载
4	1.35			1.4×0.7		屋面恒荷载
5	1.35				1.4×0.6	屋面恒荷载
6	1.35（1.0）	1.4×0.7	1.4×0.6			屋面恒荷载

续表

序号	屋面恒荷载	屋面活荷载	风荷载	雪荷载	温度作用	控制荷载
7	1.35	1.4×0.7			1.4×0.6	屋面恒荷载
8	1.35（1.0）		1.4×0.6	1.4×0.7		屋面恒荷载
9	1.35（1.0）		1.4×0.6		1.4×0.6	屋面恒荷载
10	1.35			1.4×0.7	1.4×0.6	屋面恒荷载
11	1.35（1.0）	1.4×0.7	1.4×0.6		1.4×0.6	屋面恒荷载
12	1.35（1.0）		1.4×0.6	1.4×0.7	1.4×0.6	屋面恒荷载

注 1．括号中数据的含义表示在此组合下，该荷载需要同时考虑括号内取值的工况；

2．雪荷载需分别取全跨积雪的均匀分布、不均匀分布和半跨积雪的均匀分布三种工况参与组合。

表 14-17　　地震作用控制的组合

序号	屋面恒荷载	水平地震作用	竖向地震作用	风荷载	备注
1	1.2（1.0）	1.3		0.2	仅计算水平地震作用时
2	1.2（1.0）	1.3	0.5	0.2	同时计算水平及竖向地震作用时
3	1.2（1.0）	0.5	1.3	0.2	

注　括号中数据的含义表示在此组合下，该荷载需要同时考虑括号内取值的工况。

三、结构计算分析

1．一般计算原则

（1）网壳结构分析时，可假定节点为铰接，杆件只承受轴向力，这与双层平板网架的假定相同。

（2）网壳结构的外荷载可按静力等效的原则，将节点所辖区域的荷载转化为节点集中荷载。当杆件上作用有局部荷载时，应另行考虑局部弯曲内力的影响。一般而言，除非工艺布置确有要求，否则应尽量避免杆件上作用局部横向荷载。

（3）网壳结构应进行重力荷载及风荷载作用下的位移、内力计算，并应根据具体情况，对地震、温度变化、支座沉降及施工安装等荷载作用下的位移、内力进行计算。网壳结构的内力和位移可按弹性理论计算。

（4）对非抗震设计，在杆件截面及节点设计中，应按作用基本组合的效应确定内力设计值；在位移验算中，应按作用标准组合的效应确定其挠度。对抗震设计，地震组合的效应应按现行国家标准 GB 50011《建筑抗震设计规范》进行计算。

（5）网壳结构分析时，应考虑上部网壳结构与下部支承结构的相互影响。网壳结构的协同分析可把下部支承结构折算等效刚度和等效质量作为上部网壳结构分析时的条件；也可把上部网壳结构折算等效刚度和等效质量作为下部支承结构分析时的条件；也可将上、下部结构整体分析。对于干煤棚网壳而言，将支承点的等效刚度作为网壳结构分析的条件；网壳结构的折算等效刚度及等效质量以及支承点反力又反过来作为下部支承结构分析的条件。

（6）网壳结构分析时，应根据结构型式、支座节点的位置、数量及构造情况以及支承结构的刚度，确定合理的边界约束条件，一般情况下短柱支承的干煤棚网壳边界约束条件可按弹性支承考虑。

（7）网壳结构施工安装阶段与使用阶段支承情况不一致时，应区别不同支承条件分析计算施工安装阶段和使用阶段在相应荷载作用下的结构位移和内力。

（8）结构计算方法。网壳结构的计算方法主要是空间杆系有限元法，目前的网架通用计算程序一般均采用该法编制，最常用的有浙江大学的 MSTCAD 及北京航空航天大学的 SFCAD。计算方法与平板网架相同，可以参见第八章第三节汽机房屋面网架。

（9）网壳结构的挠度容许值。干煤棚柱面网壳结构的容许挠度值为不超过跨度（平面直径）的 1/250。

2．内力分析计算

球面网壳结构的静力计算及地震作用下内力计算原理与平板网架相同，具体详见本手册第八章第三节汽机房屋面网架的内容。

3．网壳稳定性计算

根据 JGJ 7《空间网格结构技术规程》的规定，单层网壳以及厚度小于跨度 1/50 的双层网壳均应进行稳定性计算。干煤棚网壳结构的经济厚度取值在跨度的 1/30 左右，一般可不做稳定性计算。

4．杆件及节点设计

干煤棚网壳结构的支座需要抵抗沿跨度水平方向

及竖向两个方向的反力，而沿干煤棚纵向长度方向的水平位移在温度作用下需要得到一定释放，具体到支座节点设计，采用两个方向的平板压力支座，并将两个支座底板螺栓孔开为椭圆形，长轴沿着干煤棚长度方向，温度作用时可以释放一定的水平位移。支座构造如图 14-85 所示。

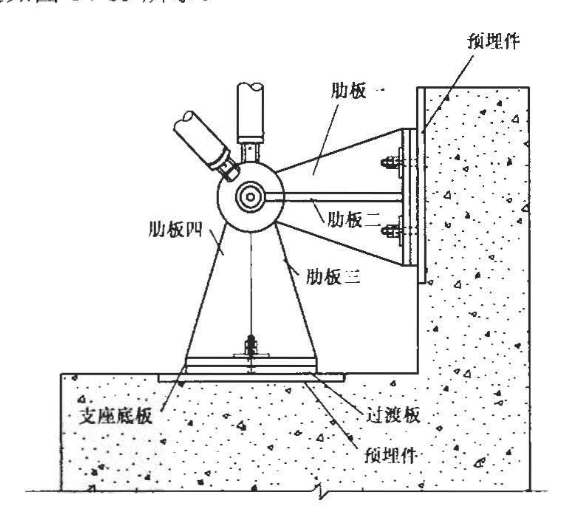


图 14-85 干煤棚支座示意

5. 通用计算软件计算分析

本文以最常用的空间网格结构通用软件 MSTCAD 为例，重点介绍如何利用计算软件进行干煤棚结构设计。应用 MSTCAD 软件完成前处理工作之后即可进行内力计算分析与结构构件设计，过程如下：

（1）网壳的整体满应力设计，即运行程序中的“满应力设计”选项，进行结构内力计算，并在控制应力的范围内进行杆件截面初步配置。

（2）对称性杆件调整，主要是考虑整个网壳结构的对称性，将杆件关于网壳结构的对称轴进行对称处理（配置），处理原则是将处于对称轴的对称位置上所有杆件均按程序配置的较大杆件截面进行配置，以保证调整完毕后的整个结构（包括杆件配置）均为对称。

（3）验算不调整的复核验算，即运行程序中“验算不调整”选项，对（2）中调整后确定的采用新杆件截面的对称结构体进行验算，对出现超应力的杆件不进行调整，保留原配置。观察超应力出现的位置及判断出现超应力的原因，为后续优化设计提供依据。

（4）验算并调整的优化。运行程序“验算并调整”选项，再次对（2）中调整后得出的对称体进行验算，并由程序自动将出现超应力的杆件进行调整，直至满足控制应力的要求为止。

（5）多次重复步骤（2）～（4），直至结构杆件配置完全对称且无超应力杆件出现为止。

（6）高强螺栓设计与验算。设定配置参数，即可按要求让程序自动配置螺栓。考虑杆件的对称性，同时螺栓的配置原则要求一种杆件用同一种螺栓，因此螺栓的配置相应也是对称的。

（7）螺栓球的设计验算与高强螺栓类似。计算完毕后需进行对称处理，将对称位置上的球节点型号统一，调整原则为对称位置所有杆件最终均按较大规格螺栓球进行配置。

（8）计算结构查询，待上述分析计算全部完成后，可以通过 MSTCAD 的“显示”菜单观察计算结果，主要内容包括杆件内力、杆件应力、位移、支座反力等详细项目。

（9）图纸生成。待一切结算结果无误后，可以直接利用软件的后处理功能生成图纸，可根据工程实际需求生成施工图或加工图。

四、干煤棚网壳安装

干煤棚网壳的安装方法很多，早期常用的方案为滑移满堂脚手架或者固定脚手架滑移网架安装，此方案施工费用高，对施工场地的要求严。近年来随着施工水平的提高，结合经济、技术、安全、工期等多方面因素，干煤棚网壳多采用以下改进施工安装方法（图 14-86～图 14-89）。

具体步骤如下：先将干煤棚网壳其中的任意两跨（纵向柱距）在地面上拼装成两个独立的安装单元，采用吊车整体起吊直至网架到中间对接，形成一个整体，然后在此网壳结构的基础上，采用高空散装法沿纵向网格逐条逐跨安装，直至形成稳定的整体。

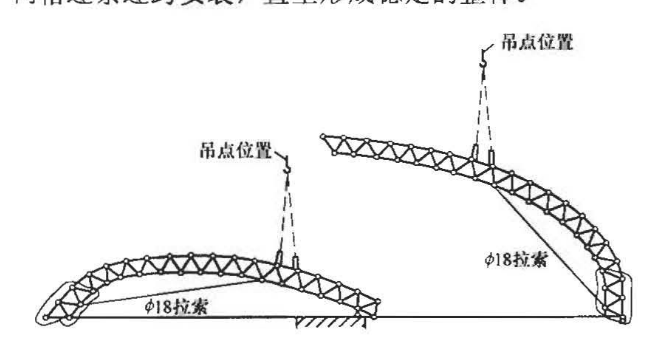


图 14-86 地面拼装

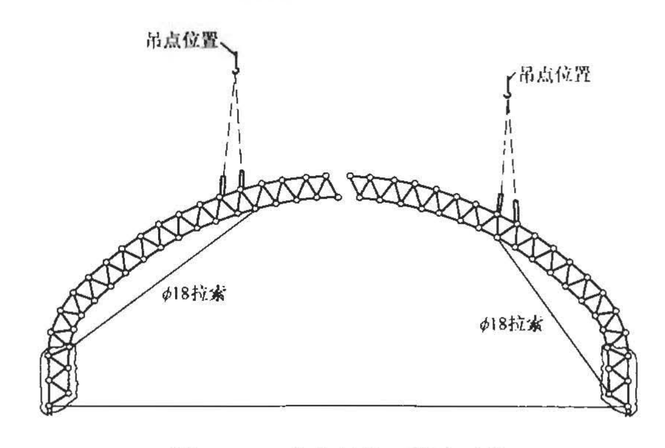


图 14-87 分片起吊、高空对接

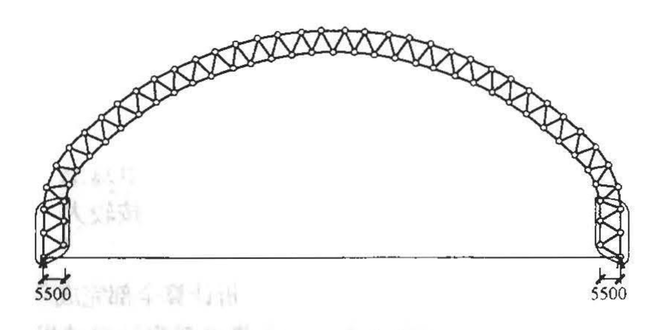


图 14-88 对接完成

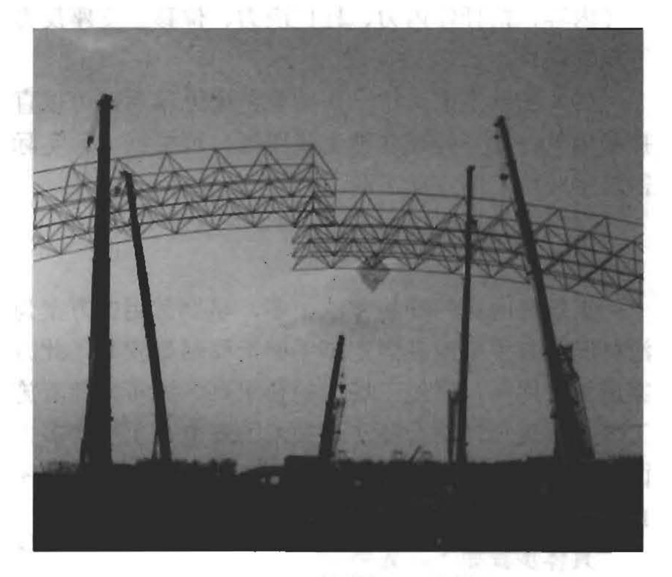


图 14-89 干煤棚网架安装高空拼接现场图

由于分片高空拼接对接的难度较大，存在一定的安全风险，一般情况下，安装完成 2 跨（纵向柱距）网壳结构后，后续网壳的安装即以安装好的结构为基础采用高空散装的方法继续安装。

高空散装时，按照安装的先后顺序，在吊装单元之间的地面上进行拼装形成一个节点球和四根杆件的拼装锥体，以网壳两边的支座为起点，然后先下弦后腹杆再上弦的顺序，并由两边支座向中心安装。

干煤棚网壳安装过程中出现过结构垮塌的事故，干煤棚结构“拱”的作用效应失效是其根本的原因，因此在做干煤棚网壳结构设计时，应在设计图纸中注明，不论采用何种安装方式，应保证网壳结构在安装过程中杆件的内力不得超过设计工况的内力，并采取可靠的措施限制网架支座和安装过程中网壳向自由端发生位移，必要时还应对安装工况进行施工过程内力校核，从而确保安装过程中网架结构的安全。

第七节 圆形煤场结构

圆形煤场结构主要由挡煤墙结构、球形网壳屋盖及环形条基组成。燃煤由就近的转运站经进仓栈桥送入到煤场贮存，再由煤场内的输煤地道送出到相应的转运站，典型圆形煤场断面布置见图 14-90。

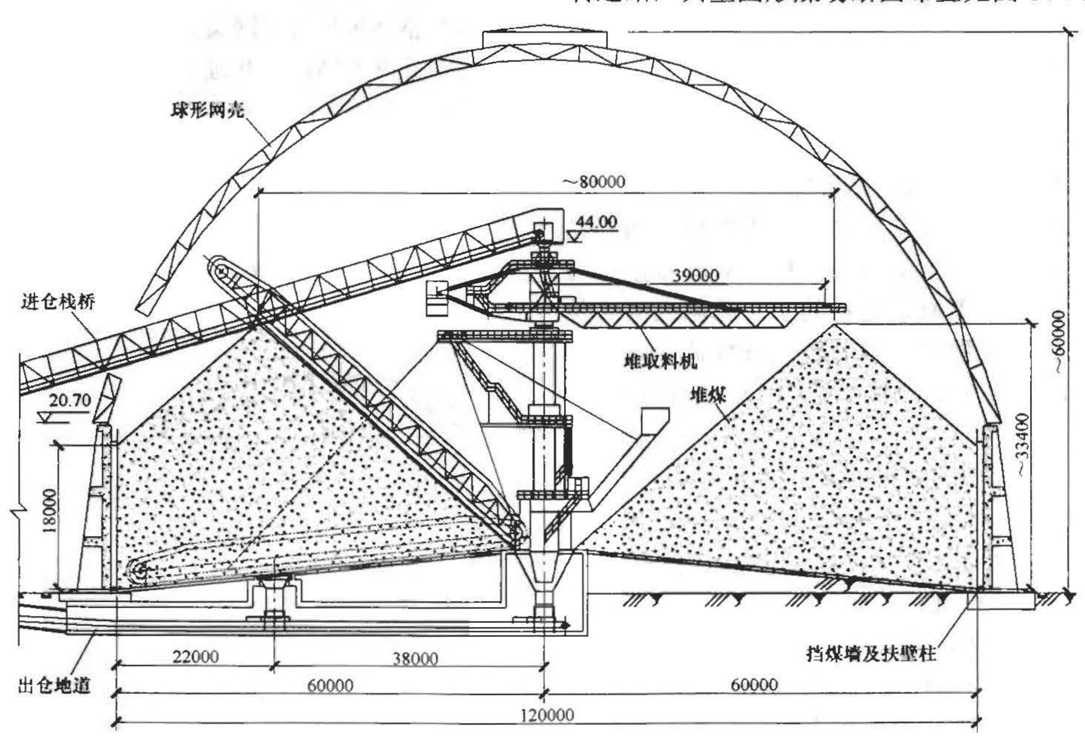


图 14-90 圆形煤场断面图

挡煤墙结构通常有两种结构型式：分离式挡煤墙结构和整体式挡煤墙结构（钢筋混凝土挡煤墙结构和预应力钢筋混凝土挡煤墙结构）。分离式挡煤墙结构主要包括挡煤墙、扶壁柱和环形基础。挡煤墙在每个扶壁柱处设缝断开，两侧简支于扶壁柱上，下端固支于环形基础上，环形基础为一整体结构，典型的结构型式如图 14-91 所示。整体式挡煤墙结构主要包括挡煤墙和环形基础，不设扶壁柱。挡煤墙为一整体圆形筒体结构或为带壁柱的整体圆形筒体结构，下端固支于环形基础上，环形基础为一整体结构，典型的结构型式如图 14-92 所示。

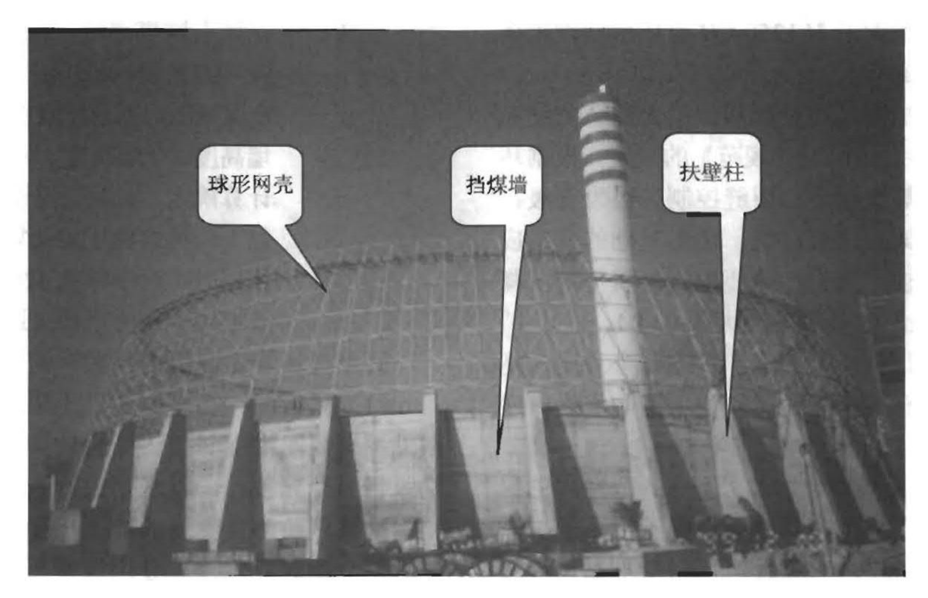


图 14-91 分离式挡煤墙结构示意图

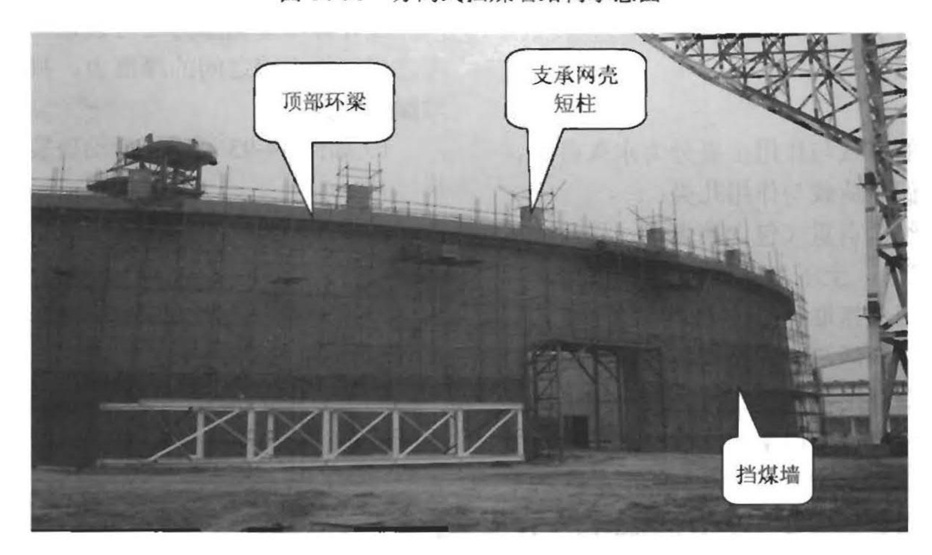


图 14-92 整体式挡煤墙结构示意图

一、设计规定

（1）圆形煤场安全等级为二级，抗震设防类别为重点设防类（简称乙类），环形基础的设计等级为甲级。

（2）挡煤墙内侧宜根据不同煤质采取相应的隔热措施，以便减少由于堆煤的温度升高或自燃对挡煤墙结构造成的影响。当存在挥发性高、易自燃的煤种时，则应在挡煤墙内侧设置隔热层。隔热层可选用耐火砖、空心槽板或其他隔热性能良好的材料。具体工程可根据选用材料的隔热性能、堆煤的内外温差来确定隔热层的厚度。

（3）圆形煤场结构设计时应充分考虑堆煤荷载对环形基础及上部结构的不利影响，并且应考虑堆煤区地基变形对环形基础造成的影响。对于桩基，还应考虑堆煤区地基变形对环形基础下桩基的影响。也可采取其他有效的措施，避免或减少堆煤区地基变形对桩基、环形基础、挡煤墙以及扶壁柱的不利影响。

（4）当环形基础或堆煤区软弱地基的承载力、变形或稳定不能满足设计要求时，可采用 JGJ 79《建筑地基处理技术规范》或 JGJ 94《建筑桩基技术规范》所列成熟方法进行地基处理。地基处理可根据堆煤高度、地质条件、计划工期以及当地成熟的施工经验等，通过多方案的技术经济比较，选用合理的地基处理方案，并通过现场试验确定地基处理方案的设计和施工参数。

（5）挡煤墙基础通常采用整体式环形基础，环形基础设计时，除按照常规的基础设计外还应考虑堆煤侧压力等水平荷载在环形基础中引起的环向拉力。

（6）网壳支承立柱顶部的变形计算应与网壳结构的设计计算相协调。当无特殊要求时，网壳支承立柱顶部的容许位移可取 20mm。

（7）对于半门架式堆取料机，轨道标高处挡煤墙的水平位移应满足设备厂家的要求。当无特殊要求时，

其容许水平位移应不大于 $H/1250$（H 为环形基础顶面至轨道标高处的距离）。

（8）扶壁柱、挡煤墙和环形基础最大裂缝宽度应按 GB 50010《混凝土结构设计规范》的规定，根据环境类别及裂缝控制等级确定，裂缝控制等级为三级。

（9）对于半门架式堆取料机，环形基础的变形应满足设备厂家的要求。当无特殊要求时，其平均沉降量不宜大于 200mm，倾斜率不应大于 0.004。

（10）环形基础外侧宜设置环形排水沟并接入集水井，用以收集进仓栈桥冲洗水和使用消防水炮时产生的大量积水。

（11）圆形煤场内堆煤包络线外延 5m 范围内的钢结构应采取防火隔热措施，其耐火极限不应小于 1h，同时还应符合 GB 50229《火力发电厂与变电站设计防火规范》的有关规定。

二、荷载及组合

（一）荷载

圆形煤场结构的荷载与作用主要分为永久荷载、可变荷载与作用、偶然荷载与作用几类：

永久荷载包括结构自重（包含挡煤墙、挡煤墙基础、上部屋盖结构等）、土压力（零米）、预应力。

可变荷载与作用包括堆煤侧压力、堆煤竖向压力、风荷载、雪荷载、屋面活荷载、挡煤墙内外壁温差、季节温差以及堆煤荷载地基变形作用。当采用半门架式堆取料机时，还应考虑半门架式堆取料机传至轨道处的荷载。

偶然荷载与作用包括煤自燃时内外壁温差作用。

1. 风荷载、雪荷载、温差作用

风荷载、雪荷载、季节温差应按 GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定计算。

同时球形网壳风荷载还应按照本节“六、球形网壳”中的相关要求进行复核计算。挡煤墙内外壁温差应根据是否设置隔热层、煤堆的温度及环境温度来确定，其中挡煤墙内煤堆的温度与煤质及堆放时间有关，当无实测资料时，挡煤墙内煤堆温度可取 38℃，并考虑隔热层传热作用进行换算。

2. 地震作用

地震作用按 GB 50011《建筑抗震设计规范》的规定计算。

3. 堆煤压力

堆煤压力可分为堆煤侧压力 P_h 和堆煤竖向压力 P_v

其中

$$P_h=k\gamma h \tag{14-40}$$

$$P_v=\gamma h \tag{14-41}$$

式中 P_h——堆煤侧压力，kN/m²。

P_v——堆煤竖向压力，kN/m²。

h——计算点堆煤高度，m。

γ——煤重力密度，kN/m³。

k——堆煤侧压力系数，应根据煤质资料、挡煤墙高度、堆煤高度、圆形煤场直径等参数计算确定。实际工程设计时，可参考使用以下两种煤侧压力计算方法。当缺乏计算依据时，对于常见 120m 直径圆形煤场，其堆煤侧压力系数可近似取为 0.5。

圆形煤场堆煤侧压力系数也可按以下方法计算。

（1）解析法。在库仑主动土压力理论的基础上，根据圆形煤场堆煤和挡煤结构的特点，选取挡煤墙单位弧长为计算单元，以水平投影为扇形的滑动楔体建立滑动破裂角为自变量的静力平衡方程，通过数值方法求得滑动破裂角，推导出煤侧压力计算公式可用于工程设计。

在计算堆煤侧压力时可假设挡煤墙背面光滑，不考虑煤与挡煤墙之间的摩擦力，按以下两种情况计算堆煤侧压力：

1）如图 14-93 所示，滑动破裂面未过堆煤锥体顶点（$\theta\leqslant\theta_0$）

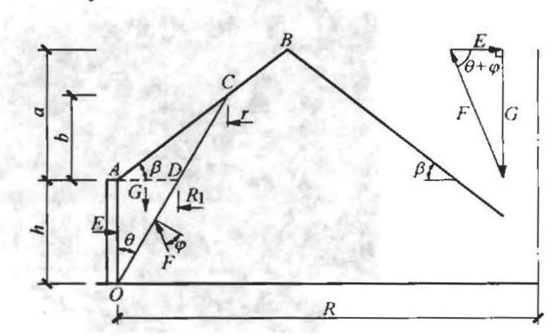


图 14-93 滑动破裂面未过堆煤锥体顶点时的计算简图
a—挡煤墙顶面以上堆煤锥体高（m）；
b—挡煤墙顶面至堆煤计算点距离（m）；F—滑动面上的反力（kN）；G—滑动楔体自重（kN）

$$E=\frac{1}{2}\gamma h^2\left\{\tan\theta-\frac{h}{3R}\tan^2\theta+\left[1-\frac{2h}{3R}\tan\theta-\frac{h\sin\theta\sin\beta}{3R\cos(\theta+\beta)}\tan\theta\right]\frac{\sin\theta\sin\beta}{\cos(\theta+\beta)}\tan\theta\right\}\cot(\theta+\varphi) \tag{14-42}$$

式中 R——圆形煤场半径，m；

h——挡煤墙高，m；

β——堆煤倾角，(°)；

γ——煤重力密度，kN/m³；

φ——内摩擦角为，(°)；

E——挡煤墙墙背的反力（即堆煤侧压力），kN；

θ——滑动破裂角，(°)。

2）如图 14-94，滑动破裂面已过堆锥体煤顶点（$\theta>\theta_0$）

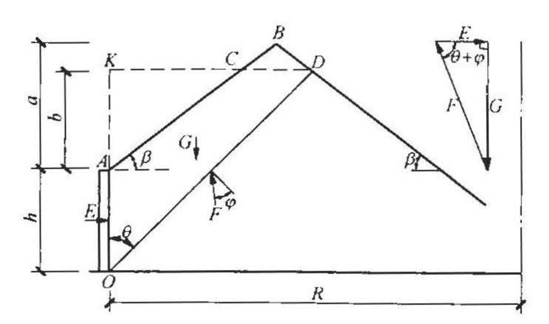


图 14-94　滑动破裂面已过堆锥体煤顶点时的计算简图

$$E=\frac{1}{2}\gamma\left\{(h+b)^2\tan\theta-b^2\cot\beta\right.$$
$$-\frac{1}{3R}[(h+b)^3\tan^2\theta-b^3\cot^2\beta]$$
$$\left.+\frac{2(a-b)^2}{R}(R-a\cot\beta)\cot\beta\right\}\cot(\theta+\varphi) \qquad (14\text{-}43)$$

$$b=\frac{2a\cot\beta-h\tan\theta}{\tan\theta+\cot\beta} \qquad (14\text{-}44)$$

$$\tan\theta_0=\frac{a}{h+a}\cot\beta \qquad (14\text{-}45)$$

式中　θ_0——滑动破裂面交于堆煤锥体顶时的滑动破裂角，(°)。

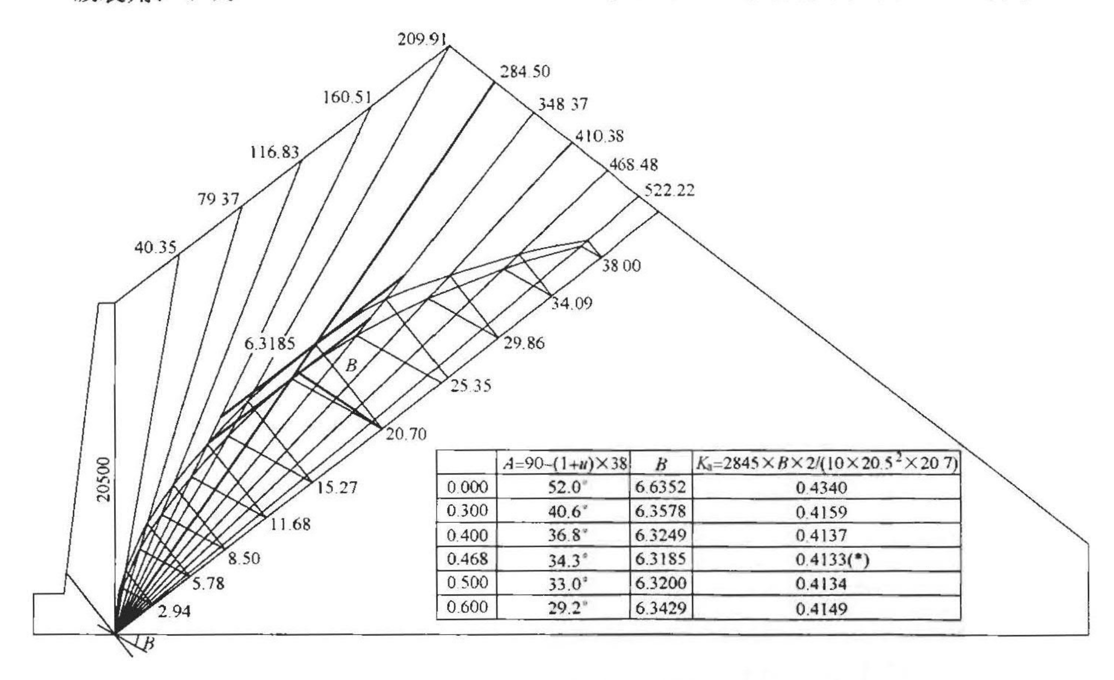
在堆煤侧压力公式中令 $\frac{\mathrm{d}E}{\mathrm{d}\theta}=0$，通过数值方法即可求出滑动破裂角 θ，然后再代入堆煤侧压力公式便可求得堆煤侧压力 E。

工程设计中可近似假设堆煤侧压力沿挡煤墙高度方向呈三角形分布。

（2）库尔曼图解法。库尔曼图解法是确定不同直径，不同挡煤墙高度下堆煤侧压力系数的有效工具，推荐在工程设计中采用。

库尔曼图解法理论分析和部分现场实际测试表明，挡煤墙高度和封闭煤场直径不同，堆煤侧压力系数值略有变化，具体工程设计时堆煤侧压力系数可按0.45～0.50进行取值。

假定煤内摩擦角为38°，煤场直径120m，堆煤高度18m（对应挡煤墙高度20.5m），当封闭煤场挡煤墙（仓壁）和煤之间的摩擦系数μ分别取0.6、0.5、0.4、0.3、0.0倍的煤内摩擦系数（摩擦角的正切值）时，滑动面倾角基本保持56°不变。μ=0.0时主动煤压力系数为 K_a=0.4340，摩擦系数为0.6时主动煤压力系数 K_a=0.4149。详细结果如图14-95所示。



	A=90−(1+u)×38	B	K_a=2845×B×2/(10×20.5²×20.7)
0.000	52.0°	6.6352	0.4340
0.300	40.6°	6.3578	0.4159
0.400	36.8°	6.3249	0.4137
0.468	34.3°	6.3185	0.4133(*)
0.500	33.0°	6.3200	0.4134
0.600	29.2°	6.3429	0.4149

图 14-95　库尔曼图解法计算图例

（二）荷载组合

承载能力极限状态计算及正常使用极限状态验算时，荷载组合除符合GB 50009《建筑结构荷载规范》、GB 50010《混凝土结构设计规范》及JGJ 7《空间网格结构技术规程》的要求外，尚应按各节的特殊要求进行荷载组合。

1．挡煤墙荷载组合

（1）基本组合：

1）永久荷载效应控制的组合：

$1.35S_{Gk}+1.3S_{Mk}$

$1.35S_{Gk}+0.98S_{Qk}$

$1.35S_{Gk}+0.84S_{Wk}$

$1.35S_{Gk}+1.3S_{Mk}+0.98S_{Qk}$

$1.35S_{Gk}+1.3S_{Mk}+0.84S_{Wk}$

$1.35S_{Gk}+0.98S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

$1.35S_{Gk}+1.3S_{Mk}+0.98S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

$1.35S_{Gk}+1.3S_{Mk}+0.78S_{Tk}$

$1.35S_{Gk}+1.3S_{Mk}+0.78S_{Tk}+0.98S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

2）可变荷载效应控制的组合：

$1.2S_{Gk}+1.3S_{Mk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Wk}$

$1.2S_{Gk}+1.3S_{Mk}+0.98S_{Qk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}+1.3S_{Mk}$

$1.2S_{Gk}+1.3S_{Mk}+0.84S_{Wk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Wk}+1.3S_{Mk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Wk}+0.98S_{Qk}$

$1.2S_{Gk}+1.3S_{Mk}+0.98S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}+1.3S_{Mk}+0.84S_{Wk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Wk}+1.3S_{Mk}+0.98S_{Qk}$

$1.0S_{Gk}+1.3S_{Mk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Qk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Wk}$

$1.0S_{Gk}+1.3S_{Mk}+0.98S_{Qk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Qk}+1.3S_{Mk}$

$1.0S_{Gk}+1.3S_{Mk}+0.84S_{Wk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Wk}+1.3S_{Mk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Wk}+0.98S_{Qk}$

$1.0S_{Gk}+1.3S_{Mk}+0.98S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Qk}+1.3S_{Mk}+0.84S_{Wk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Wk}+1.3S_{Mk}+0.98S_{Qk}$

$1.2S_{Gk}+1.3S_{Mk}+0.78S_{Tk}$

$1.2S_{Gk}+1.3S_{Tk}+1.3S_{Mk}$

$1.2S_{Gk}+1.3S_{Mk}+0.78S_{Tk}+0.98S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

$1.2S_{Gk}+1.3S_{Tk}+1.3S_{Mk}+0.98S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}+0.84S_{Wk}+1.3S_{Mk}+0.78S_{Tk}$

$1.0S_{Gk}+1.3S_{Mk}+0.78S_{Tk}$

$1.0S_{Gk}+1.3S_{Tk}+1.3S_{Mk}$

$1.0S_{Gk}+1.3S_{Mk}+0.78S_{Tk}+0.98S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

$1.0S_{Gk}+1.3S_{Tk}+1.3S_{Mk}+0.98S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Qk}+0.84S_{Wk}+1.3S_{Mk}+0.78S_{Tk}$

3）地震作用效应控制的组合：

$1.2S_{GE}+1.3S_{Mk}+1.3S_{Ehk}$

$1.0S_{GE}+1.3S_{Mk}+1.3S_{Ehk}$

$1.2S_{GE}+1.3S_{Ehk}+1.3S_{Mk}+0.78S_{Tk}$

$1.0S_{GE}+1.3S_{Ehk}+1.3S_{Mk}+0.78S_{Tk}$

（2）准永久组合：

$S_{Gk}+S_{Mk}+\Psi_q S_{Qk}$

$S_{Gk}+S_{Mk}+\Psi_T S_{Tk}+\Psi_q S_{Qk}$

2. 球形网壳荷载组合

（1）基本组合：

1）永久荷载效应控制的组合：

$1.35S_{Gk}$

$1.35S_{Gk}+0.98S_{Qk}$

$1.35S_{Gk}+0.84S_{Wk}$

$1.35S_{Gk}+0.98S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

2）可变荷载效应控制的组合

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Wk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Wk}+0.98S_{Qk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Wk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Wk}+0.98S_{Qk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Tk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}+0.78S_{Tk}$

3）地震效应组合

$1.2S_{GE}+1.3S_{Ehk}+0.5S_{Evk}+0.28S_{Wk}$

$1.2S_{GE}+0.5S_{Ehk}+1.3S_{Evk}+0.28S_{Wk}$

$1.0S_{GE}+1.3S_{Ehk}+0.5S_{Evk}+0.28S_{Wk}$

$1.0S_{GE}+0.5S_{Ehk}+1.3S_{Evk}+0.28S_{Wk}$

（2）标准组合：

$1.0S_{Gk}+1.0S_{Qk}+0.6S_{Wk}$

$1.0S_{Gk}+1.0S_{Wk}+0.7S_{Qk}$

式中 S_{Gk}——永久荷载标准值效应；

S_{Mk}——堆煤荷载标准值效应；

S_{Tk}——温度作用标准值效应，包括内外壁温差和季节温差，网壳计算时仅指季节温差；

S_{Qk}——其他活荷载标准值效应，包括屋面活荷载或雪荷载以及半门架式堆取料机轨道传至挡煤墙顶部的设备荷载；

S_{Wk}——风作用标准值效应；

S_{GE}——重力荷载代表值标准值效应，不含堆煤荷载效应；

S_{Ehk}——水平地震作用标准值效应；

ψ_q——其他活荷载的准永久值系数；

ψ_T——温度作用的准永久值系数；

0.98——荷载的组合值系数 0.7 与分项系数 1.4 的乘积；

0.78——荷载的组合值系数 0.6 与分项系数 1.3 的乘积；

0.84——荷载的组合值系数 0.6 与分项系数 1.4 的乘积；

0.28——荷载的组合值系数 0.2 与分项系数 1.4 的乘积。

对结构的倾覆、滑移或漂浮验算，当永久荷载效应对结构有利时，其荷载分项系数取0.9；屋盖活荷载分别考虑半跨和满跨两种工况，并分别参与组合。

三、整体式圆形煤场挡煤墙结构

圆形煤场挡煤墙结构计算设计流程如图14-96所示。

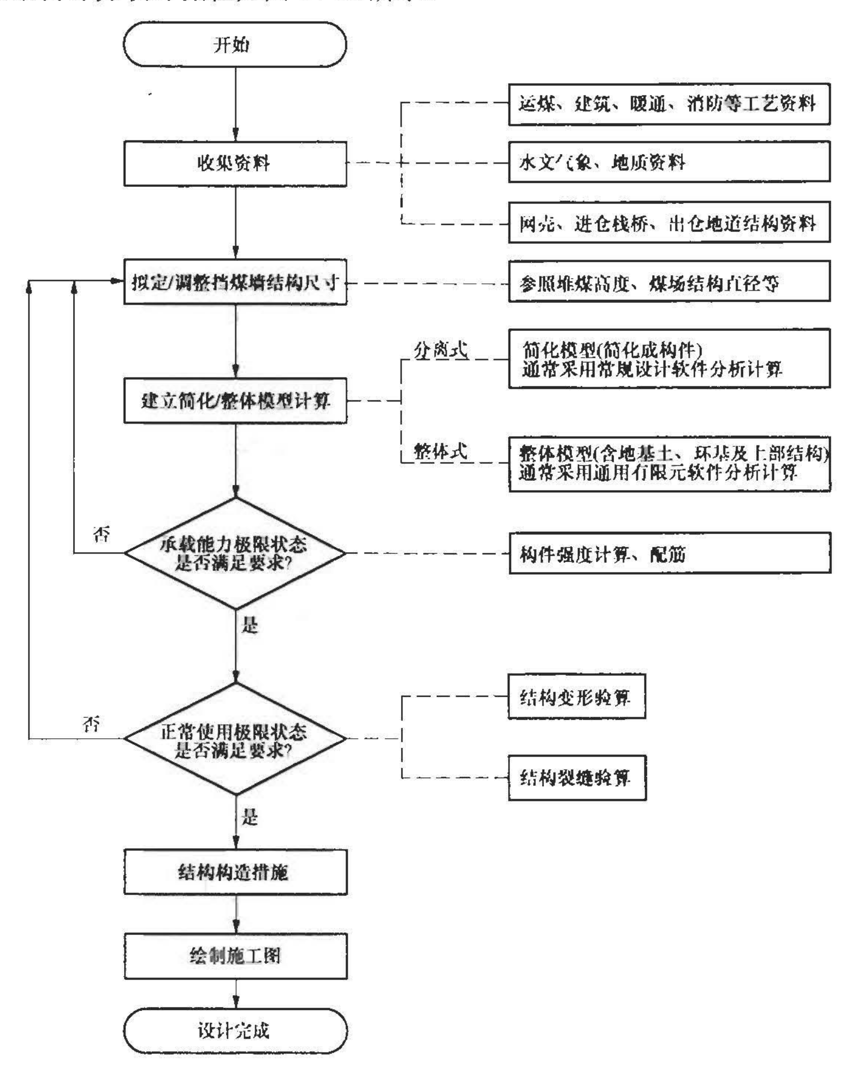


图14-96 圆形煤场挡煤墙结构计算设计流程

（一）设计要点

设计要点主要包含设计资料收集、设计接口、结构选型等。

1. 设计资料

（1）工艺应提供圆形煤场平面布置及剖面图，主要包括煤质资料、煤场直径、堆煤高度和堆煤轮廓线、堆取料机的操作范围、地面坡度要求，以及进仓栈桥、出仓地道的布置、定位和净空要求等。

（2）工艺应提供通风面积的大小及百叶窗设置范围以及喷水雾抑尘所需的埋件资料。

（3）工艺应提供消防设施所需的埋件资料。

（4）工艺应提供室内照明检修步道的设置要求，包括步道的宽度及设置高度。

（5）气象资料应包含多年月平均最低温度、多年月平均最高温度等，详见GB 50009《建筑结构荷载规范》的相关规定。

（6）地质资料除满足一般基础设计所需的资料外，还应包含供圆形煤场堆煤区大面积堆载作用下，地基变形验算所需的各层地基土的泊松比，可在施工勘测任务书明确提出。

（7）必要时应提供有关试桩报告或复合地基的试验及检测报告。

2. 设计接口

（1）球形网壳应与进仓栈桥配合，预留进仓栈桥的开孔。

（2）环形基础应与出仓地道配合，预留出仓地道的开孔。

（3）当进仓栈桥采用低位布置时，挡煤墙或环形条基应与进仓栈桥配合，预留进仓栈桥支架柱插筋。

（4）当采用半门架式堆取料机时，挡煤墙顶部应

设置堆取料机的运行轨道。

（5）设计应考虑栏杆预埋件及钢梯平台。

（6）设计应考虑照明检修步道。

（7）设计应考虑固定消防管道的预埋件。

（8）设计应考虑百叶窗布置的空间及暖通管道的预埋件。

3. 结构特征和计算要点

根据挡煤墙结构的不同，整体式圆形煤场挡煤墙结构有整体筒仓式挡煤墙结构（图 14-97）、带加劲梁柱的整体式挡煤墙结构（图 14-98）等。

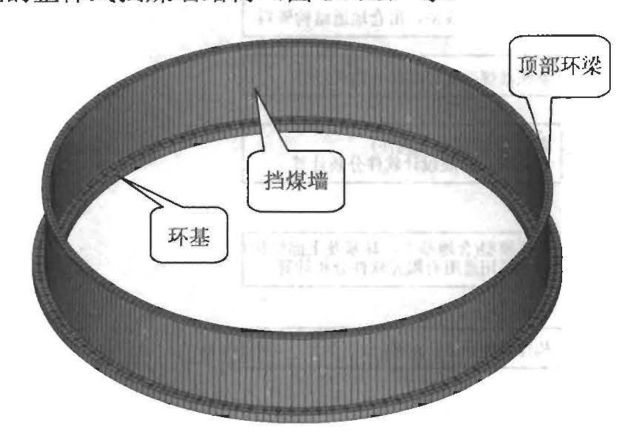


图 14-97 整体筒仓式挡煤墙结构

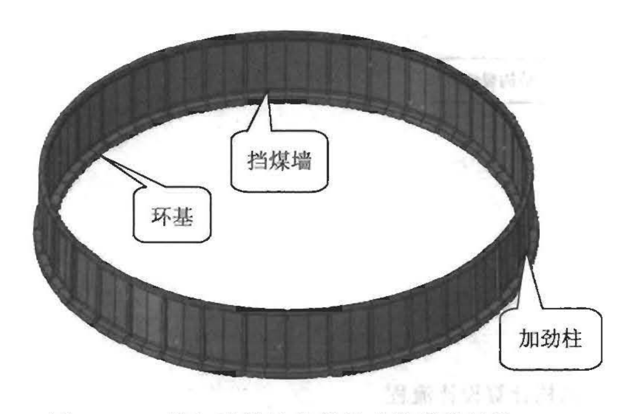


图 14-98 带加劲梁柱的整体式挡煤墙结构

整体式挡煤墙壁厚可随高度自下而上逐步减薄，底部与环形基础相连，顶部与环梁相连。为便于内壁隔热层的设计施工，常采用内壁竖直，外壁逐步内收的型式。

整体式挡煤墙应根据工艺布置要求，顶部应设置环形检修走道、球形网壳支承柱。

挡煤墙侧壁内外温差应根据不同煤质资料，是否设置隔热层以及隔热层的厚度、性能等条件来确定。季节温差应根据所在工程的气象资料，按 GB 50009《建筑结构荷载规范》相关规定确定。

实际工程中，应根据工程所在地的环境、气象条件、地质条件、施工水平等综合考虑结构的安全及经济性，确定挡煤墙结构型式和地基处理方案。

（二）结构计算

圆形煤场结构计算主要包括挡煤墙计算、挡煤墙基础计算、球形屋盖计算和保温隔热层计算等内容，各部分计算的具体要求见相关章节。

整体式挡煤墙应与环形条基整体建模计算，通常采用大型通用有限元软件分析计算。并同时考虑堆煤区域地基变形对环形条基及挡煤墙的影响，以及对环形条基下桩基的不利影响。

1. 荷载组合

荷载及荷载组合要求详见本节“二、荷载及组合”。

2. 承载能力极限状态计算

（1）整体式挡煤墙承载能力极限状态设计时，荷载组合应采用基本组合，材料强度应采用设计值。

（2）挡煤墙竖向承载力计算：整体式挡煤墙水平截面主要受力状态为偏心受压，其正截面配筋宜采用对称配筋，配筋计算按 GB 50010《混凝土结构设计规范》的相关要求执行。

（3）挡煤墙环向承载力计算：整体式挡煤墙环向构件主要有挡煤墙侧壁和顶部环梁，其中挡煤墙的竖向截面及挡煤墙顶部环梁主要受力状态为偏心受拉，其正截面配筋宜采用对称配筋，配筋计算按 GB 50010 的相关要求执行。

整体式挡煤墙结构配筋宜根据结构的内力分布特点采用分段配筋，可节省钢筋用量，典型配筋见图 14-99。

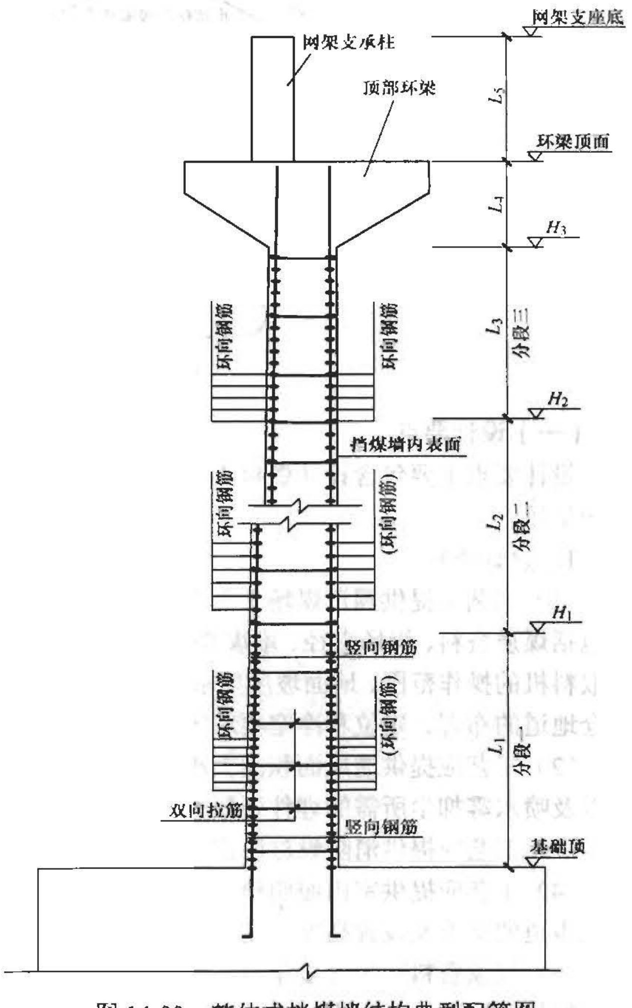


图 14-99 整体式挡煤墙结构典型配筋图

3. 正常使用极限状态验算

（1）整体式挡煤墙应进行正常使用极限状态设计，荷载组合应采用准永久组合；环形条基应采用标准组合。

（2）变形计算：挡煤墙变形计算主要是挡煤墙顶部网架支承柱处的变形计算，并应与球形网壳的设计计算协调或满足球形网壳支座变形的设计要求。

当采用半门架式堆取料机时，还应计算挡煤墙顶部取料机轨道处的变形，并应满足半门架式堆取料机厂家的要求。

（3）裂缝计算：根据整体式挡煤墙的受力特点，应按 GB 50010《混凝土结构设计规范》的要求对挡煤墙侧壁及顶部环梁进行裂缝验算，其裂缝控制等级为三级。

（三）构造要求

1. 混凝土及混凝土保护层要求

（1）挡煤墙钢筋的混凝土最小保护层厚度不小于 30mm 和受力钢筋直径中较大者。

（2）应严格控制混凝土的水胶比，并采取措施增强混凝土的密实性，严禁掺加氯化物。

2. 钢筋的连接及最小配筋率要求

（1）钢筋的接头宜采用机械连接或可靠焊接，环向钢筋接头面积百分率不宜大于 25%，竖向钢筋接头面积百分率不宜大于 50%，钢筋连接区段的长度不小于 37d。

（2）除有特殊措施外，水平钢筋上不应焊接其他附件。水平钢筋与竖向钢筋的交叉点应绑扎，严禁焊接。

（3）挡煤墙内外侧配置的钢筋网间应设置水平拉结钢筋，拉结钢筋的直径不应小于 6mm。

（4）挡煤墙宜分段配筋，其内外侧最小配筋百分率应为 0.2%和（$45f_t/f_y$）%中的较大值。

（5）当挡煤墙竖向钢筋兼有竖向承重骨架作用时，其直径不宜小于 25mm；当挡煤墙施工时另设有竖向承重骨架时，其竖向钢筋直径应需按计算确定。

3. 整体式挡煤墙后浇带要求

（1）后浇带间的距离不应超过 50m。

（2）挡煤墙墙壁后浇带与环形基础后浇带的位置应相互错开。

（3）浇注后浇带处混凝土前，接缝处的混凝土表面应凿毛、清洗干净并保持湿润 24h 以上，钢筋需进行除锈处理。

（4）后浇带宜采用强度高一级别的无收缩混凝土，混凝土浇筑后保温保湿保养 28d 以上。

（5）后浇带所属区域内不得出现水平钢筋接头。

（6）后浇带区域应设置三向附加钢筋。

（7）后浇带浇注时的环境温度宜低于原两侧混凝土浇注时的温度。

挡煤墙后浇带示意见图 14-100。

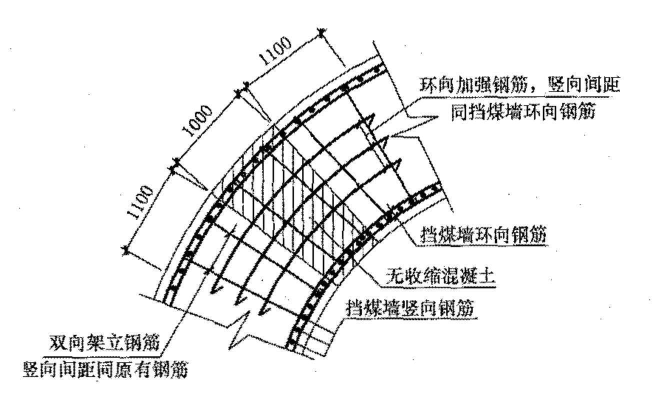


图 14-100　挡煤墙后浇带示意图

4. 门洞四周暗柱、暗梁加强钢筋要求

（1）洞口两侧应设置暗柱，暗柱中附加钢筋总面积 A_{S1} 不小于同方向被切断钢筋截面面积的 1.3 倍。

（2）洞口上下部应设置暗梁，暗梁中附加钢筋总面积 A_{S2} 不小于同方向被切断钢筋截面面积的 1.3 倍。

（3）洞口周围配置的补强钢筋应尽量配置在孔洞边缘和挡煤墙内外侧。

（4）矩形孔洞口转角处还应设置与水平方向成 45°角的斜向补强钢筋 A_{s3}，每个转角处按挡煤墙厚度每 100mm 不应小于 250mm^2 的比例配置，且总根数不少于四根。

（5）附加钢筋的布置位置、锚固长度等要求详见图 14-101。

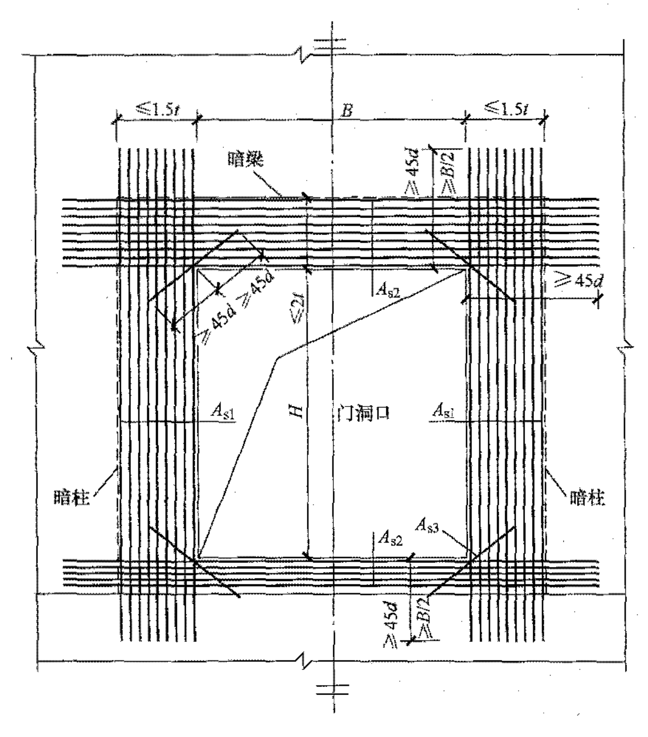


图 14-101　洞口附加补强钢筋布置图
t—墙壁厚度；d—钢筋直径

5. 沉降观测及现场监测要求

（1）圆形煤场应在施工及使用过程中进行基础的沉降观测，并应以实测资料作为地基基础工程质量检

查的依据之一。沉降观测点应结合竖向施工缝的设置沿挡煤墙环向均匀布置，便于观测且不易损坏，其数量不小于挡煤墙的环向施工分段数，其间距不宜超过50m。

挡煤墙施工前，观测点应设置在基础顶面，第一段挡煤墙施工后，应及时将观测点移至挡煤墙外侧，距离室外地面0.30m处。

圆形煤场从浇筑基础开始，在施工和使用期间应连续进行长期沉降观测。为取得较完整的资料，必须在浇筑基础时开始观测，基础施工完、基础覆土后挡煤墙施工前、挡煤墙施工到一半、挡煤墙施工完成、网架安装前、网架安装完成后各测一次，竣工后，第一年内每隔2～3个月观测一次，以后每隔4～6个月观测一次，直至沉降稳定为止。沉降停测标准为连续两次半年沉降量不超过2mm。

对于位于软土地基上的圆形煤场结构，宜加强基础沉降观测的要求，同时加强运行初期的堆煤高度控制，关注堆煤区域地面的沉降变化。

（2）煤场运行期间，宜对挡煤墙、网架、隔热层等进行定期巡视和维护，发现问题及时维修，及时更换损坏的保温隔热材料。

（3）当存储褐煤或易自燃的高挥发性煤种时，应配合有关工艺专业设置必要的防爆、通风及温度监测设施。

（4）运行期间应加强煤场内煤堆运行管理，一次堆煤时间不宜超过40d。实施先进先出、定期翻转，以降低煤堆内温度，减少煤自燃发生。

6. 其他

（1）钢梯应设置在挡煤墙外侧，间距不宜大于100m。所有扶梯及休息平台应设栏杆，扶梯净宽不小于800mm，各梯段高度不应超过5.0m，梯段坡度不应大于45°。

钢梯及平台钢结构应按露天结构采用相应的防腐措施。

（2）保温隔热、防火及防护：

对于存储挥发分等级高的煤种，挡煤墙内侧应设置保温隔热层；对于存储挥发分等级低的煤种，挡煤墙内侧宜设置保温隔热层。

保温隔热材料可选用耐火砖、空心槽板或其他隔热性能良好的材料。具体工程可根据选用材料的隔热性能、煤堆的内外温差来确定隔热层厚度。

四、分离式圆形煤场挡煤墙结构

（一）设计要点

计算设计流程、设计资料、设计接口同“三、整体式圆形煤场挡煤墙”。

1. 结构特征和计算要点

分离式圆形煤场挡煤墙结构如图14-102所示，典型断面如图14-103所示，其中主要特征如下：

（1）挡煤墙在每个扶壁柱处设缝断开，每段挡煤墙两侧简支于扶壁柱上，下端固支于环形基础上；挡煤墙的温度应力基本可以忽略不计，且挡煤墙不承受由堆煤侧压力引起的环向拉力，挡煤墙裂缝宽度很容易控制。

（2）扶壁柱为一悬臂结构，下端固支于环形基础上，上端局部升高以支承大跨度球形网壳；扶壁柱刚度大，其顶部的径向变形小，容易与上部网壳结构支座位移计算相协调；对半门架式和悬臂配重式两种堆取料机的适应性均很好，对半门架式堆取料机的适应性是最好的。

（3）挡煤墙环形基础通常采用整体式结构。

（4）结构受力简单，传力路径明确，可简化为平面结构进行计算。

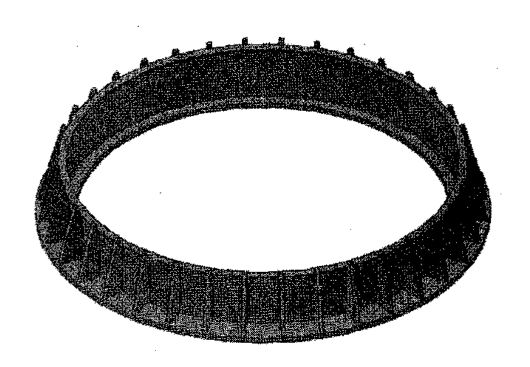


图14-102　分离式圆形煤场挡煤墙结构

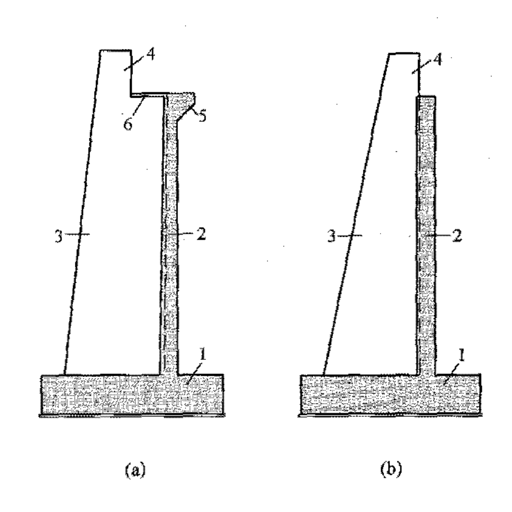


图14-103　分离式圆形煤场挡煤墙结构典型断面图

（a）适用于半门架式堆取料机；

（b）适用于悬臂配重式堆取料机

1—环形基础；2—挡煤墙；3—扶壁柱；

4—网壳支承立柱；5—轨道牛腿；6—操作平台

（5）分离式圆形煤场挡煤墙结构存在扶壁柱和环形基础的混凝土用量较高，扶壁柱根部尺寸较大，导致煤场占地面积和所占空间较大等缺点。

2. 设计其他要求

（1）扶壁柱通常沿圆形煤场环向间隔一定角度均匀布置。该间隔角度应根据圆形煤场直径和上部网壳结构支座设置要求等因素确定。对于 120m 直径的圆形煤场，间隔角度可取为 10°（间隔弧长约 10.5m），对于 136m 直径的圆形煤场，间隔角度可取为 9°（间隔弧长约 10.7m）。

（2）扶壁柱通常采用下端大上端小的变截面实腹矩形柱，也可根据需要采用格构式柱。扶壁柱顶部需根据网壳支座要求设置网壳支承立柱。

（3）挡煤墙通常采用在每个扶壁柱处设缝断开的单跨型式，也可采用多跨连续后再设缝断开的型式。由于堆煤侧压力沿挡煤墙高度呈三角形分布，故挡煤墙通常为内壁竖直、外壁由下而上逐渐内收的变截面。当采用半门架式堆取料机时，挡煤墙顶部应设置轨道牛腿和操作平台。

（4）挡煤墙顶部可设置环向暗梁以加强圆形煤场结构的整体性，挡煤墙在计算时可以不考虑环向暗梁的支承作用。

（二）结构计算

1. 荷载组合

荷载及荷载组合要求详见“二、荷载及组合”，对于分离式圆形煤场挡煤墙结构可不考虑温度作用。

2. 承载能力极限状态计算

（1）分离式圆形煤场挡煤墙结构按承载能力极限状态设计时，其荷载组合应采用基本组合，材料强度应采用设计值。

（2）挡煤墙两端简支于扶壁柱上、底部固结于环形基础上，因此可按三边支承、一边自由的双向板采用查表法进行内力及变形计算，如图 14-104 所示。

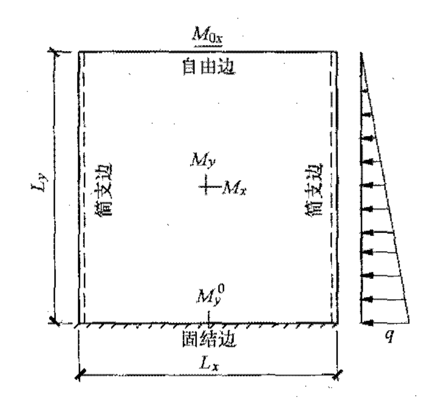


图 14-104　挡煤墙计算简图

当挡煤墙采用变截面或者需要采用分段配筋时，可采用有限单元法或者有限元软件进行内力及变形计算，然后按照 GB 50010《混凝土结构设计规范》相关要求进行分段配筋。

（3）扶壁柱顶部自由、底部固结于环形基础上，可按悬臂构件计算内力及变形，然后按偏心受压构件进行设计，如图 14-105 所示。图中 V_W 和 H_W 为上部网壳结构传来的荷载。当采用半门架式堆取料机时，还应考虑堆取料机传至挡煤墙顶部的荷载。

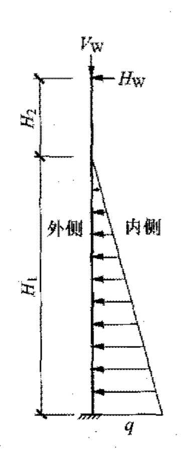


图 14-105　扶壁柱计算简图

扶壁柱内外侧配筋宜采用非对称配筋，在计算扶壁柱外侧配筋时可考虑上部网壳结构支座的弹性支承作用（可近似假定为铰支座），配筋计算按照 GB 50010《混凝土结构设计规范》的相关要求执行。扶壁柱可根据内力分布结果进行分段配筋。

（4）对于整体式环形基础，由堆煤侧压力等水平荷载在环形基础中引起的环向拉力 T 计算如下（图 14-106）：

1）考虑水平荷载仅由环形基础承受

$$T = q_H R \tag{14-46}$$

2）考虑水平荷载由环形基础和桩共同承受

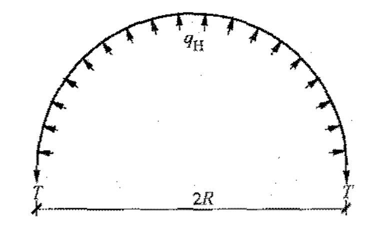


图 14-106　环形基础中环向拉力计算简图

$$T = \frac{q_H R}{1 + \dfrac{nkR^2}{EA}} \tag{14-47}$$

式中　T——水平荷载在环形基础中引起的环向拉力，kN；

q_H——环形基础沿环向每延米承受的径向水平荷载，kN/m；

R——环形基础的半径，m；

n——环形基础沿环向每延米布置的桩数，根数/m；

k——桩的水平刚度，kN/m；

E——环形基础的混凝土弹性模量，kN/m²；

A——环形基础的截面积，m²。

3. 正常使用极限状态验算

在满足承载能力极限状态要求的基础上，分离式圆形煤场挡煤墙结构还需进行正常使用极限状态验算，其荷载组合应采用准永久组合；环形条基采用标准组合。

（三）构造要求

（1）环形基础、挡煤墙和扶壁柱的混凝土强度等级不应低于 C30，应严格控制混凝土的水胶比并采取措施增强混凝土的密实性，严禁掺加氯化物。

挡煤墙和扶壁柱的混凝土保护层厚度不应小于 30mm 和受力钢筋直径中的较大值，环形基础的混凝土保护层厚度不应小于 40mm。

（2）主要受力钢筋应采用 HRB400、HRB500 等热轧带肋钢筋，分布筋可采用 HPB300 钢筋。

（3）钢筋接头宜采用机械连接或可靠的焊接，钢筋接头面积百分率不宜大于 50%，钢筋连接区段的长度为 35d 且不小于 500mm，d 为连接钢筋的较小直径。

（4）挡煤墙的最小厚度不宜小于 150mm，挡煤墙内外侧各应配置双层（水平、竖向）钢筋，最小配筋百分率应为 0.2%和（$45f_t/f_y$）%中的较大值，双向拉结筋可采用梅花状分布的Φ8@600，如图 14-107 所示。挡煤墙可根据内力分布采用非对称和分段的配筋。

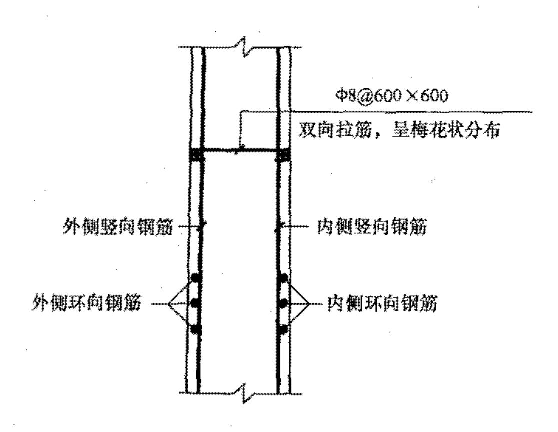


图 14-107 挡煤墙配筋示意图

（5）考虑到煤场内设备的通行要求，挡煤墙上应设置门洞，门洞大小应满足工艺要求，门洞顶应设置雨篷。当无特殊要求时，门洞尺寸可取为 7m×7m，如图 14-108 所示。

门洞周围应配补强钢筋（图 14-101），详细要求同整体式挡煤墙结构。

（6）当挡煤墙内侧采用耐火砖砌体隔热层时，隔热层厚度可取为 240mm。门洞及其两侧共三跨范围内可不设耐火砖砌体隔热层。耐火砖砌体两端部各设 1 个 240mm×240mm 的构造柱，圈梁（240mm×180mm）沿挡煤墙高度方向的间距不宜大于 2m。构造柱和圈梁与挡煤墙的连接如图 14-109 所示。耐火砖砌体隔热层每 3 跨挡煤墙设置一道 20mm 宽伸缩缝，伸缩缝内用耐火矿棉填塞。耐火砖砌体强度等级大于 MU10，砌筑砂浆（耐火砂浆）等级大于 M5。

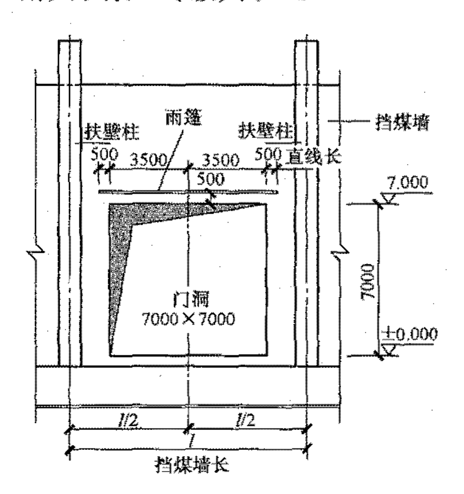


图 14-108 挡煤墙门洞布置图

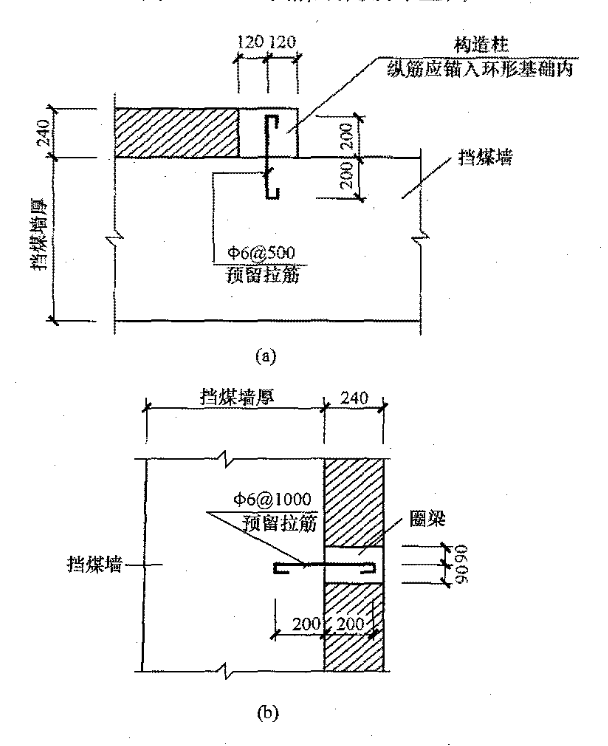


图 14-109 构造柱和圈梁与挡煤墙连接详图

（a）构造柱与挡煤墙连接详图；（b）圈梁与挡煤墙配接详图

（7）挡煤墙在扶壁柱处的缝宽可取 20～30mm，缝内填塞沥青麻丝等柔性材料。

（8）扶壁柱受拉侧纵向钢筋最小配筋百分率应为 0.2%和（$45f_t/f_y$）%中的较大值，其余侧纵向钢筋最小配筋百分率可取 0.2%，如图 14-110 所示。扶壁柱可根据内力分布采用非对称和分段的配筋型式。

（9）扶壁柱上应设沉降观测点，沉降观测要求如下：

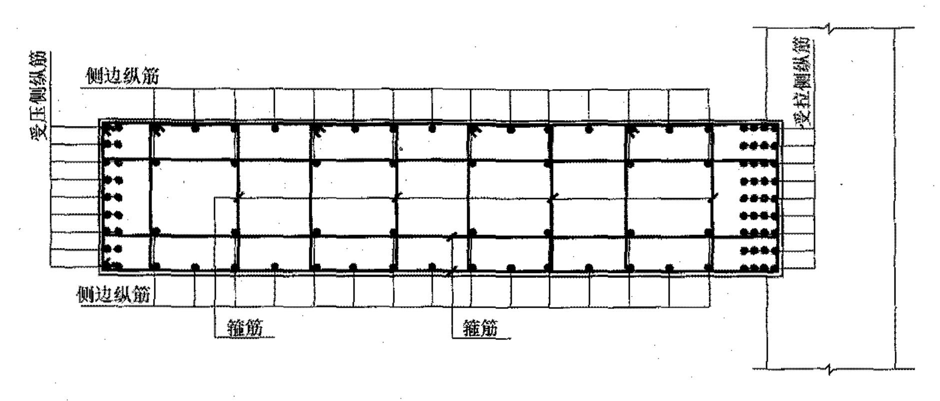


图 14-110　扶壁柱配筋示意图

1）环形基础、挡煤墙、扶壁柱施工完成后各进行一次观测。

2）上部网壳结构以及设备安装完成后各进行一次观测。

3）堆煤前、后各进行一次观测。

4）运行以后每三个月进行一次观测，直至沉降稳定为止。

（10）整体式环形基础后浇带的设置要求如下：

1）后浇带应设置在扶壁柱之间，通常 30～40m 设置一道，不应超过 50m，宽度为 800～1000mm。后浇带区域内环向钢筋贯通不切断，并适量增加环向加强筋，其截面面积可取为原有环向钢筋截面面积的一半。后浇带如图 14-111 所示。

2）后浇带两侧可采用钢筋支架加钢丝网或钢板网隔断，以防主体混凝土流入后浇带内。

3）其他要求同“整体式圆形煤场挡煤墙结构”后浇带要求。

（11）当挡煤墙的高度较低，堆煤侧压力相对较小时，可将环形基础做成齿轮状，如图 14-112 所示。

（12）环形基础、挡煤墙及扶壁柱的施工顺序如下：

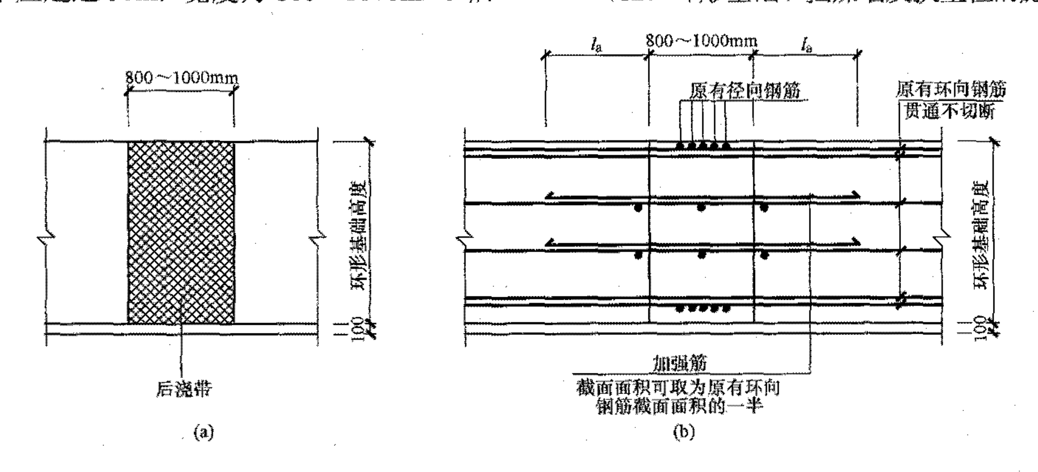


图 14-111　环形基础后浇带详图

（a）环形基础后浇带；（b）后浇带配筋构造

1）环形基础分段浇筑，与挡煤墙及扶壁柱的水平施工缝设在环形基础顶面。

2）每个扶壁柱一次浇筑到顶。

3）环形后浇带必须在环形基础分段浇注 28d 之后浇筑。

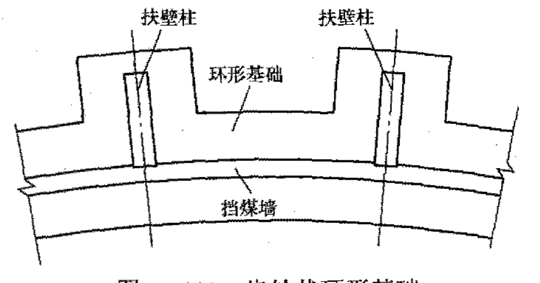


图 14-112　齿轮状环形基础

4）挡煤墙跳档一次浇筑到顶，挡煤墙竖向施工缝留在扶壁柱中心线处。

（13）环形基础、挡煤墙及扶壁柱应按大体积混凝土采取施工措施并符合 GB 50496《大体积混凝土施工规范》的规定，部分施工措施如下：

1）水泥优先采用矿渣硅酸盐水泥等中低水化热水泥，砂石采用中砂和碎石。当采用普通硅酸盐水泥时，应采取相应措施延缓水化热的释放。混凝土配合比确定后，应进行水化热的验算或测定。

2）碎石含泥量不大于 1%，泥块含量（重量比）不大于 0.5%，中砂含泥量不大于 3%，泥块含量（重量比）不大于 1.0%。

3）可采用掺合料和外加剂改善混凝土和易性，减少水泥用量，降低水化热，其用量应通过试验确定。掺合料和外加剂的质量应符合 GB 50164《混凝土质量控制标准》的规定。

4）混凝土水胶比宜控制在 0.45 左右。

5）施工中应进行大体积混凝土的测温工作，测温点的布置应便于绘制温度变化梯度图，可布置在基础平面的对角线和对称轴上。测温点应设在混凝土结构厚度的 1/2、/1/4 和表面处，离钢筋的距离应大于 30mm。

6）混凝土内外温差应控制在 25℃以内。

7）大体积混凝土必须进行二次抹面工作，减少表面收缩裂缝。

8）大体积混凝土采用斜面式薄层浇捣，浇捣应连续进行，利用自然流淌形成斜坡并应采取有效措施防止混凝土将钢筋推离设计位置。

9）加强混凝土浇注后的养护工作。

（14）防爆、通风、温度监测及运行管理等其他要求同整体式挡煤墙结构。

五、整体式预应力圆形煤场挡煤墙结构

（一）设计要点

1. 设计流程

计算设计流程、设计资料与设计接口同“三、整体式圆形煤场挡煤墙结构”。

2. 结构特征和计算要点

整体式预应力圆形煤场挡煤墙结构是在整体式圆形煤场挡煤墙结构上增设水平环向预应力，达到控制裂缝和减少钢筋用量的目的。

预应力可采用无粘结后张拉预应力或有粘结后张拉预应力。结合预应力筋张拉锚固端的设置，挡煤墙壁可设锚固壁柱，预应力采用无粘结后张拉预应力，顶部环梁处采用有粘结后张拉预应力。

整体式预应力圆形煤场挡煤墙结构在进行承载能力极限状态和正常使用极限状态计算时，还应对其施加的预应力等荷载进行验算。

整体式预应力圆形煤场挡煤墙结构在正常使用极限状态下，进行裂缝控制验算时，应根据使用条件及不同工况的要求施加预应力，推荐采用部分预应力。部分预应力结构，在正常使用极限状态条件下，宜采用标准组合，允许其受拉区出现控制裂缝，裂缝的最大允许宽度应根据使用要求确定，一般可取 0.2mm。

3. 材料要求

（1）整体式预应力圆形煤场挡煤墙结构的混凝土强度不宜低于 C40，且不应低于 C30。预应力混凝土锚固区的后浇混凝土或砂浆及有粘结后张拉预应力混凝土孔道的灌浆严禁使用含有氯离子及对预应力筋、锚具及其包层或涂料有腐蚀作用的外加剂。

（2）非预应力钢筋应采用 HRB335、HRB400 等热轧带肋钢筋。

（3）预应力筋所采用高强度低松弛的钢绞线，其性能应符合现行国家标准 GB/T 5224《预应力混凝土用钢绞线》的规定。常用预应力钢绞线的主要力学性能见表 14-18。

钢绞线弹性模量 E_s 应按 $1.95\times10^5\text{N/mm}^2$ 采用，必要时钢绞线可采用实测的弹性模量。

表 14-18　常用预应力钢绞线的主要力学性能

种类	公称直径 d（mm）	公称截面面积（mm^2）	理论重量（kg/m）	极限强度标准值 f_{ptk}（N/mm^2）	抗拉强度设计值 f_{py}（N/mm^2）	抗压强度设计值 f'_{py}（N/mm^2）	最大力总伸长率 δ_{gt}（%）
1×3（三股）	8.6	37.7	0.296	1570	1110	390	≥3.5
				1860	1320		
				1960	1390		
	10.8	58.9	0.462	1570	1110		
				1860	1320		
				1960	1390		
	12.9	84.8	0.666	1570	1110		
				1860	1320		
				1960	1390		

续表

种类	公称直径 d（mm）	公称截面面积（mm^2）	理论重量（kg/m）	极限强度标准值 f_{ptk}（N/mm^2）	抗拉强度设计值 f_{py}（N/mm^2）	抗压强度设计值 f'_{py}（N/mm^2）	最大力总伸长率 δ_{gt}（%）
1×7（七股）	9.5	54.8	0.430	1720	1220	390	≥3.5
				1860	1320		
				1960	1390		
	12.7	98.7	0.775	1720	1220		
				1860	1320		
				1960	1390		
	15.2	140	1.101	1720	1220		
				1860	1320		
				1960	1390		
	17.8	191	1.500	1720	1220		
				1860	1320		
				1960	1390		
	21.6	285	2.237	1860	1320		

注 极限强度标准值为 $1960N/mm^2$ 的钢绞线应有可靠工程经验时方可使用。

钢绞线不应有死弯，当出现死弯时必须切断。每根预应力钢绞线应是通长的，严禁使用有接头的预应力筋。

预应力筋的质量要求应符合现行标准 GB 50204《混凝土结构工程施工质量验收规范》，GB/T 5224《预应力混凝土用钢绞线》，GB/T 14370《预应力筋用锚具、夹具和连接器》，JG 161《无粘结预应力钢绞线》及 JG 3007《无粘结预应力筋专用防腐润滑脂》的规定。

（4）无粘结预应力筋应采用防腐涂料层和外包层，其质量除应符合有关的专用标准外，性能还应满足下列要求：

1）在−20～70℃范围内，低温不脆化，高温化学稳定性好；必须具有足够的韧性、抗破损性；对周围材料（如混凝土、钢材）无侵蚀作用；防水性好，不吸湿。防腐油脂润滑性好，摩阻力小。

2）外包材料应采用聚乙烯、聚丙烯，且严禁采用聚氯乙烯。

（5）有粘结预应力筋预留孔道及孔道灌浆应满足以下要求：

1）有粘结后张拉预应力筋的预留孔道宜采用金属波纹管。预留孔道的内径应比预应力筋的外径及需穿过孔道的连接器外径大 10～15mm，且面积不应小于预应力筋净面积的 2 倍。在预应力筋张拉的两端及预应力筋长度的中部应设置灌浆孔或排气孔，其孔距不宜大于 12m。

2）对有粘结后张拉预应力，预应力筋的孔道灌浆宜采用不低于32.5号普通硅酸盐水泥拌制的砂浆或水泥浆。其水胶比不应大于 0.45，泌水率不应大于 2%，当需要改善砂浆的和易性、减少泌水和收缩时，可适量掺入对混凝土和钢材无害的掺合料，锚固区应采用后浇微膨胀混凝土或无收缩砂浆。

（6）锚具系统应满足以下要求：

1）无粘结预应力筋张拉端应采用夹片式锚具，根数多于 $7\phi5$ 的钢绞线可采用其他锚具。

2）无粘结预应力筋应采用合格的锚具，其效率系数应不小于 0.95，极限拉力作用时的总应变不小于 2.0。锚具的疲劳性能应通过 200 万次循环试验。夹片锚具组件应具有符合国家标准的化学成分及力学性能证明书，其凸出或凹进混凝土表面的构造预应力筋的全长、锚具及其连接的其他部位的外包材料均应连续、封闭及防水。

（二）结构计算

1．荷载组合

（1）基本组合按“整体式圆形煤场挡煤墙结构”中相关条款执行。

（2）标准组合如下：

$$S_{Gk}+S_{Mk}+0.6S_{Tk}+0.7S_{Qk}+0.6S_{Wk}$$

式中 S_{Gk}——永久荷载标准值效应；

S_{Mk}——堆煤荷载标准值效应；

S_{Tk}——温度作用效应，包括内外壁温差和季节温差；

S_{Qk}——其他活荷载标准值效应；

S_{Wk}——风作用标准值效应。

（3）预应力作为荷载输入时按如下考虑：

1）在满足前述荷载组合基础上，还应计入预应力的作用效应。

2）对承载能力极限状态，当预应力作用效应对结构有利时，预应力作用分项系数 γ_p 应取 1.0，不利时 γ_p 应取 1.2。对正常使用极限状态，预应力作用分项系数 γ_p 应取 1.0，预应力作用的组合值系数取 1.0。

3）对参与组合的预应力作用效应项，当预应力作用效应对承载力有利时，结构重要性系数 γ_0 应取 1.0；当预应力作用效应对承载力不利时，结构重要性系数 γ_0 在持久设计状况和短暂设计状况下，对安全等级为二级的结构构件不应小于 1.0。

2. 预应力损失

（1）预应力应计入以下损失：张拉端锚具变形和预应力筋内缩引起的损失 σ_{l1}；预应力筋的摩擦引起的损失 σ_{l2}；预应力筋应力松弛引起的损失 σ_{l4}；混凝土收缩和徐变引起的损失 σ_{l5}。

（2）各种预应力损失值应按 GB 50010《混凝土结构设计规范》和 JGJ 92《无粘结预应力混凝土结构技术规程》计算。采用分批张拉时，应计入后批张拉对先批张拉的影响。可将先批张拉控制预应力值 σ_{con} 增加 $0.05f_{ptk}$ 或 $\alpha_E\sigma_{pc}$。此处，α_E 为无粘结预应力筋模量与混凝土弹性模量之比，σ_{pc} 为混凝土法向压应力。

（3）后张拉控制应力系数可取 0.75，预应力总损失值不应小于 $80N/mm^2$。

3. 承载能力极限状态计算

承载能力极限状态计算应按现行 GB 50010《混凝土结构设计规范》进行，构件类型可按照实际受力状态选择偏心受拉构件或偏心受压构件。

4. 正常使用极限状态验算

正常使用极限状态验算主要是对混凝土裂缝宽度的验算，采用荷载标准组合。裂缝计算可采取以下两种方法。

方法一：按现行 GB 50010《混凝土结构设计规范》和 JGJ 92《无粘结预应力混凝土结构技术规程》计算，构件类型仅包括轴心受拉构件和受弯构件，故计算时需对计算模型进行合理的简化。

方法二：将预应力转化为等效荷载，以荷载的方式施加于结构后进行内力分析，再按现行 GB 50010《混凝土结构设计规范》中普通钢筋混凝土的裂缝计算方法计算。

（三）构造要求

1. 预应力筋布置

整体式预应力挡煤墙结构非预应力钢筋的保护层厚度按普通挡煤墙结构的要求设置。预应力筋应布置于挡煤墙内外层钢筋之间，且靠近外层钢筋。

预应力筋在竖向宜小间距分散布置，由下到上其间距逐渐增大。

预应力筋在圆周上应分段布置，分段数量及平面包角应根据煤场直径大小确定，重点考虑预应力损失，在建立有效预应力的基础上，结合锚具用量、施工的便利性、张拉端的设置方式等综合考虑，张拉锚固端数量应为预应力筋分段数量的 2 倍，相邻两标高预应力筋交错布置，方便预应力筋端部锚具布置。

典型的预应力筋平剖面布置示例如图 14-113 所示。

2. 预应力筋张拉

预应力筋应两端同步张拉；同环数段无粘结预应力筋也应同时张拉。

混凝土浇筑前应将预应力筋的套管或无粘结预应力筋严格固定，确保在混凝土振捣时不位移、不变形。预应力筋张拉时混凝土强度等级应达到设计值的 100%。预应力筋自下而上间隔张拉，然后自上而下完成全部张拉。

预应力筋应采用应力控制和实际伸长值的双控张拉，其实际伸长值宜在初应力为张拉应力的 10%～20%（或实验确定）时开始测计。

3. 预应力筋锚固

预应力筋张拉完毕后应及时对锚固区进行保护。对夹片式锚具，可先切除外露无粘结预应力筋的多余长度并弯折，在锚具及承压板表面涂以防水涂料。

预应力筋锚固端可采用壁柱式或壁龛式，其锚固部位应满足锚具的布置和张拉设备的尺寸要求，并配置相应的间接钢筋和附加构造钢筋。锚固端应验算局部承压、抗裂并应留足预应力筋的交叉空间。同一水平预应力筋在锚固处的上下距离不应小于 70mm，锚固处预应力筋的直线段应根据锚具要求确定，且不小于 400mm。

采用壁柱式时，宜在预应力张拉锚固处做凸出挡煤墙表面的壁柱，待预应力张拉并锚固完成后用细石混凝土将锚具密封在内。将预应力筋张拉端部承压板固定在模板上，应保证承压板与预应力筋相互垂直，线段的起始点至张拉锚固点应有一定的直线段，并保证张拉质量。预应力筋末端应在环形切线的延长线上。

典型的壁柱预应力筋张拉锚固端布置如图 14-114 所示。

顶部环梁
挡煤墙顶标高
环梁挑宽
墙顶壁厚
顶部环梁预应力筋束
环梁高
加强钢筋
顶部环梁预应力筋锚固区
环向预应力筋区段n+2
环向预应力筋区段n+1
环向预应力筋区段n
挡煤墙内侧
环向预应力筋区段二
挡煤墙壁
环向预应力筋区段一
挡煤墙壁预应力筋
锚固壁柱
挡煤墙壁预应力筋锚固区
承台顶标高
墙底壁厚
锚固壁柱厚度
环梁承台高
100
100
环梁承台宽
100
预应力筋
60°
60°
60°
60°
60°
60°
锚固壁柱

图 14-113　预应力筋平剖面布置示例

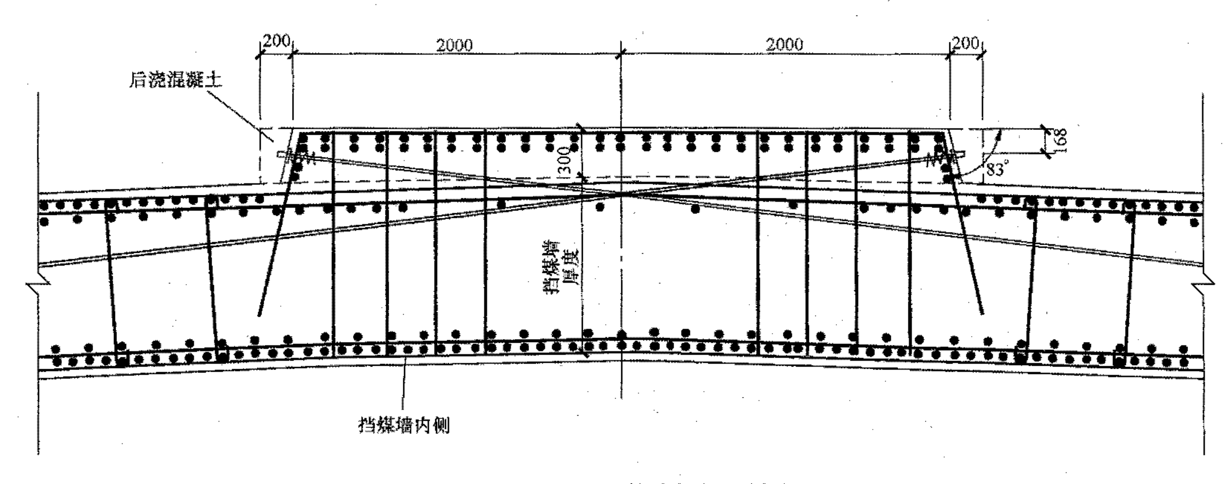


图 14-114　预应力筋张拉锚固端布置

4. 门洞处预应力筋的处理

预应力筋应尽量绕过门洞，不能绕过的锚固于门洞两侧柱内。是否绕过门洞应综合考虑预应力筋弯折角度，门洞上下空间，门洞两侧可锚固面积等因素。当布置困难时，绕过门洞的预应力筋可由单根集合成束。

非堆煤区域被打断的预应力筋可取消。

门两侧挡墙壁应按张拉锚固区设计并采取加强措施。典型的门洞处预应力筋处理示例如图 14-115 所示。

5. 其他构造要求

钢梯，保温、隔热及防护，现场监测的要求同“整体式圆形煤场挡煤墙结构”。

六、球形网壳

(一) 结构选型

1. 结构型式

火力发电厂圆形封闭煤场的贮煤量一般是按机组 15d 的耗煤量计算，因此圆形煤场的直径一般为 100～130m，挡煤墙高度一般为 15～20m，屋面的主体结构基本采用双层球形网壳结构型式。

2. 网壳球径及矢高选择

结合封闭煤场的功能特点，屋面球面网壳的球径选择基本原则是根据堆取料机的作业净空要求来确定，并严格保证堆取料机的正常工作范围。球径的确定计算简图如图 14-116 所示，其中堆取料机的作业净空应为图示两个虚线示意的圆。该两个圆的包络圆即为球面网壳结构的最小净空要求，也即是球面网壳需要的最小矢高。在跨度相同的情况下，以跨度作为直径形成的球面是网壳结构可以达到的最大矢高，因此球面网壳的矢高应该介于最小值及最大值之间，选定矢高之后可以计算出球面网壳的球径。从图 14-116 中可以看出，球面球径越大，则球面矢高越小，理论上网壳结构体积越小，从而用钢量应该越小。但是在矢高最大的情况下，球面网壳的跨度即为球面直径，也即是说该球面网壳为标准的半球面，此时结构受力性能应该最优，而且对下部支承结构越有利。球径越大，矢高越小，则相当于截取的球面的球冠部分越小，也即是球面网壳结构越扁平，受力性能将越差。因此合理选择球径需综合考虑堆取料机的作业净空及结构自身的受力性能。

3. 网壳厚度选择

根据 JGJ 7《空间网格结构技术规程》的规定，球面网壳的矢跨比不宜小于 1/7，双层球面网壳的可取跨度(平面直径)的 1/30～1/60。以最为常见的 120m 直径的圆形煤场为例，按跨度比计算网壳厚度取值大概在 2～4m。网壳厚度过大，结构承载力加强，但是结构自重增大，对结构不利；网壳厚度过小，则结构承载力及挠度难以满足。因此网壳厚度的选择应该在构造范围内通过试算选择最佳契合点。通过充分借鉴国内已有类似工程的取值经验，并经过初步试算，120m 直径的圆形煤场，其屋面球形网壳厚度取值在 3m 左右，结构力学性能及经济性均较优。实际工程应用中，可以根据屋面雪荷载和风荷载的不同，网壳厚度取（$D/40\pm500$）mm（D 为封闭煤场直径 mm）范围内进行试算，最终确定合适的网壳厚度。

4. 网壳网格尺寸选择

网格数或网格尺寸对于网壳的挠度影响较小，而对网壳用钢量影响较大。在考虑用钢量的优化设计中，一般网格尺寸越大用钢量越优，但从受力性能角度来看，过大的网格尺寸对压杆的稳定以及钢材的利用均不利。根据工程经验，网壳结构的网格在构造上可采用以下尺寸：当跨度为 80～100m 时，2.5～3.5m；当跨度大于 100m 时，3.0～4.5m。设计时应考虑保证网壳结构主要网格尺寸在构造范围之内。

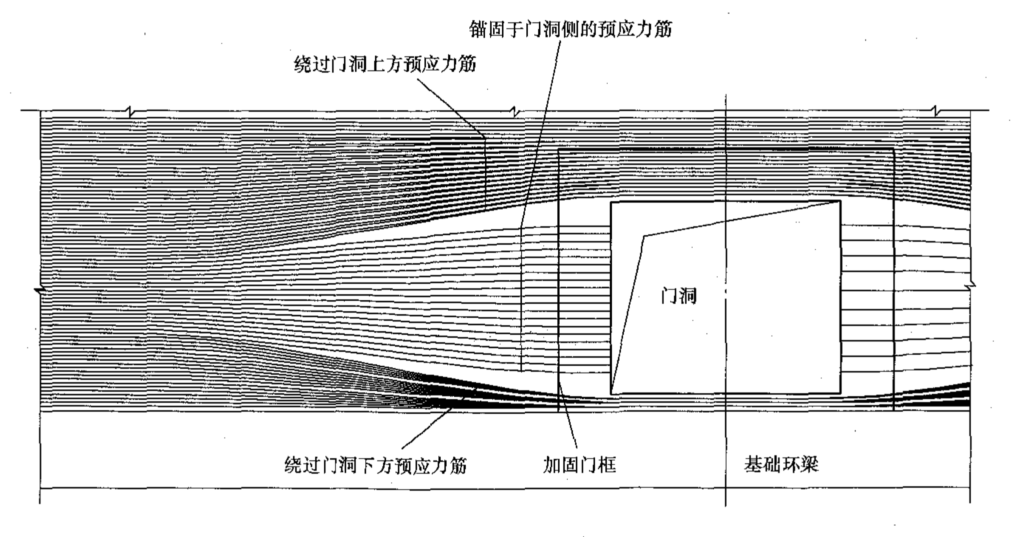


图 14-115 门洞处预应力筋处理示例

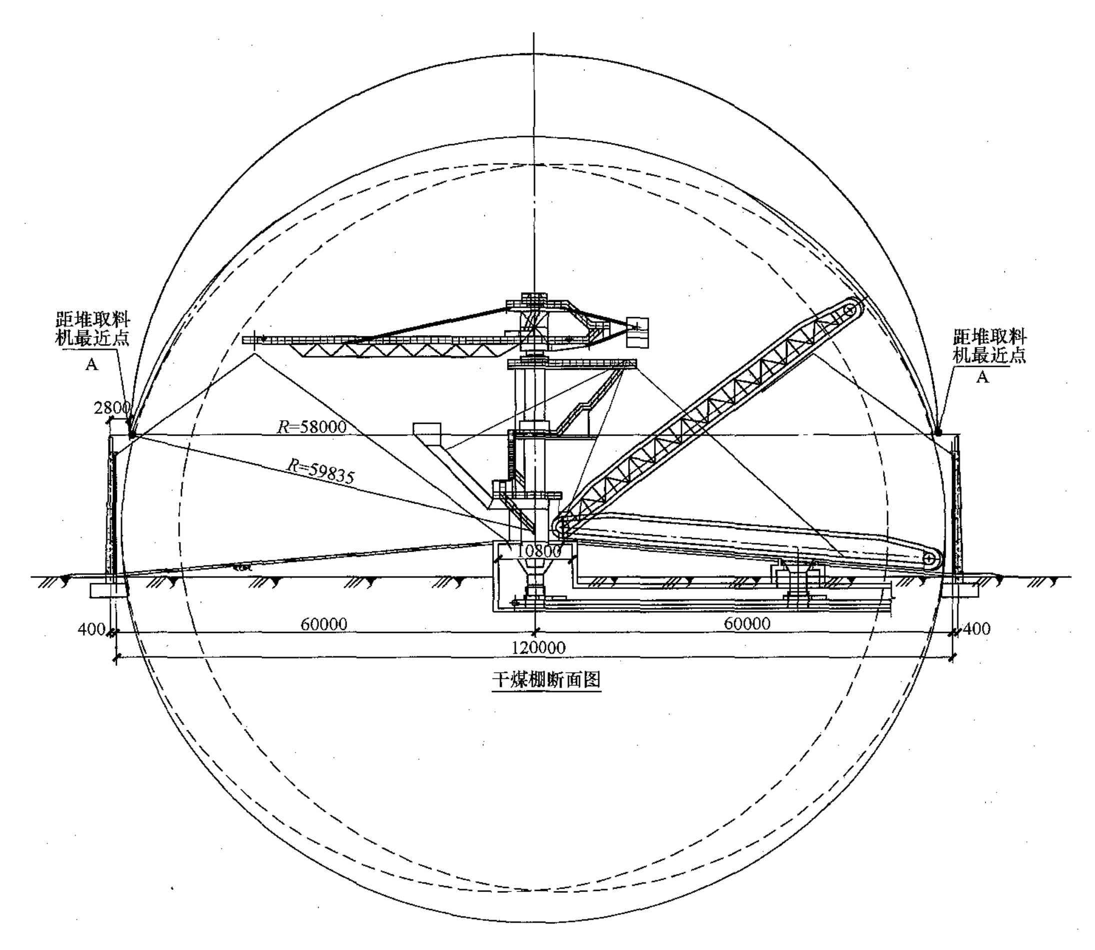


图 14-116　网壳球径确定原则示意图

实际工程应用中，120m 直径的封闭煤场，其网壳首层环向网格多为 108 个，其原因是考虑到对于肋环形四角锥双层球面网壳，因肋环形杆件布置使四周外缘到圆心环向网格逐渐变小，因此必须在一定位置收缩减少网格的数量以保证杆件连接的可靠和受力平缓均匀。以 120m 直径的球面网壳为例，根据主要网格尺寸的大小，当网格数量的变化按满足 3:2 的变化规律时，即环向网格布置采用从外边缘 108 格（3×36）收缩到 72（2×36、3×24）格，再收缩到 48（2×24、3×16）格和 32（2×16）格，即整个网壳环向网格布置分别采用 108 格、72 格、48 格以及 32 格四种不同尺寸的网格，可以使结构网格尺寸及网壳内力值相对均匀，有利于杆件的布置和选择。

根据以上原则推算，如果封闭煤场直径为 120m 时，首层网格数量为 108 时，首层网格环向尺寸可能是 3.489m（3.14×120/108=3.489）。

同样的道理，当封闭煤场直径为 90m 时，为保证网格尺寸的均匀变化，其网格变化可以从 81 格（3×27）收缩到 54（2×27、3×18）格，再收缩到 36（2×18、3×12）格和 24（2×12）格，即整个网壳环向网格布置分别采用 81 格、54 格、36 格以及 24 格四种不同尺寸的网格，首层网格环向为 3.489m（3.14×90/81=3.489）；当直径 90m 封闭煤场首层网格数量采用 108 格时，首层网格环向尺寸为 2.617m（3.14×90/108=2.617）。

5. 网壳网格布置方式

常用的双面球面网壳杆件布置常用可分为交叉桁架体系和角锥体系。对于双层球面网壳因杆件较多，设计选型中应充分考虑选用受力性能佳，杆件种类少，设计和施工均较简单的结构型式。通过国内相关文献对肋环形四角锥双层球面网壳和扇形三向交叉桁架双层球面网壳两种型式计算分析对比可知，这两种结构型式均是较好的选择。在相同的计算条件下肋环形四角锥双层球面网壳内力值分布比较均匀，上弦及下弦径向杆均为压杆，腹杆内力很小，除位于支座位置的网格杆件内力有显著增大外，其余位置变化不大，且上弦及下弦环向杆内力比径向杆内力小很多；扇形三向交叉桁架双层球面网壳的杆件内力值变化则略大，且下弦杆为拉杆的数量显著增加，计算后的最大垂直位移和整体用钢量均略大，因此扇形三向交叉桁架双层球面网壳受力性能和经济性相对较差。另外，肋环形四角锥双层球面网壳的杆件数量相对较少，从而球节点处交汇的杆件数量也较小，因此螺栓球直径可以相对较小。从施工费用和施工周期看具有一定的优越性，而且有利于屋面采用压型钢板时檩条的布置规整和简洁。因此，火力发电厂圆形煤场球形屋面的双层球面网壳一般选用受力性能好、施工简便和经济性较

优的肋环形四角锥双层球面网壳结构。

6. 网壳顶部通风孔设计

封闭煤场的堆煤会产生可燃性气体，若不能顺利和及时排出将导致和加速堆煤燃烧而引起安全隐患，因此圆形封闭煤场需要考虑通风散热的要求。考虑到可燃性气体比空气轻，因此一般做法是在封闭煤场球形屋面顶部设置通风孔来保证其顺利排放，在满足通风散热要求的同时还可以兼起采光作用。

通风孔的通风面积的确定，主要是计算封闭煤场所需采光面积及通风面积，取两者中的较大值来确定。其中通风面积的计算原则主要是根据挡煤墙顶部进风百叶窗的面积来确定，尽量不小于进风百叶窗的面积。

此外，从封闭煤场球面网壳结构特点而言，网壳顶部通气孔直径越小，则网壳在该处的杆件交汇越密集，非常不利于螺栓球的选型和施工，因此通气孔直径不宜过小，一般取 15～20m。

从外形美观的角度，以及在多雨地区，为防止雨水对煤场储煤的影响，通常在顶部通风孔上方设置类似天窗架的局部球面将通风孔盖住，但同时又保证气体能够顺利排出。局部球面可采用双层球面网壳结构或单层球面网壳结构，球面球径与主体结构的球面球径相同。

7. 支座边界条件

网壳结构的受力以薄膜力为主，双层网壳则具有单向或双向拱（索）的受力特点，是对边界条件敏感的结构。作为网壳结构重要构件的支座是网壳结构与下部支承结构的连接纽带，是实现边界条件假定的重要途径。支座的设计直接关系支座位移对整个网壳内力和节点位移的影响，关系到网壳受力状况和计算模型的一致性，同时也关系到支座用钢量的经济性。网壳边界条件主要是确定支座数量及选择支座型式。

根据球面网壳的受力特点，其支座主要是考虑沿下部环形挡煤墙均匀设置，支承方式一般由挡煤墙顶部独立柱支承。支座可以沿网壳结构最底部一圈所有环形节点设置形成周边支承，也可以隔几个节点设置形成多点支承。从工程经验而言，两种支座布置方式下，网壳总用钢量相差不大，但是多点支承可以减小独立柱的数量，节约混凝土量。此外从工艺角度而言，由于封闭煤场进风百叶窗均为设置在挡煤墙顶支承立柱之间，因此减少支承立柱的数量，可以使得通风面积更大，对煤场通风、散热有利。

圆形封闭煤场球面网壳的支座支承于沿环形挡煤墙顶均匀布置的支承立柱之上，常规处理方法是将支座设为无侧移的铰接支座。事实上，挡煤墙及其上支承网壳的支承立柱刚度均是有限的，网壳在荷载作用下的水平位移是可以适当释放的。支座设计宜考虑网壳支座节点与支承结构协同工作，将支座等效为可侧移的弹性支座。支承结构（挡煤墙以及支承立柱形成的整体）的弹性刚度计算详见挡煤墙结构计算部分。

8. 封闭煤场球面网壳结构布置典型范例

通过上述几个选型步骤，以最常见的 120m 直径为例，选用环向网格布置采用从外边缘 108 格（3×36）收缩到 72（2×36、3×24）格，再收缩到 48（2×24、3×16）格和 32（2×16）格，即整个网壳环向网格布置分别采用 108 格、72 格、48 格以及 32 格四种不同尺寸的网格，球形网壳结构最终典型布置如图 14-117～图 14-121 所示。

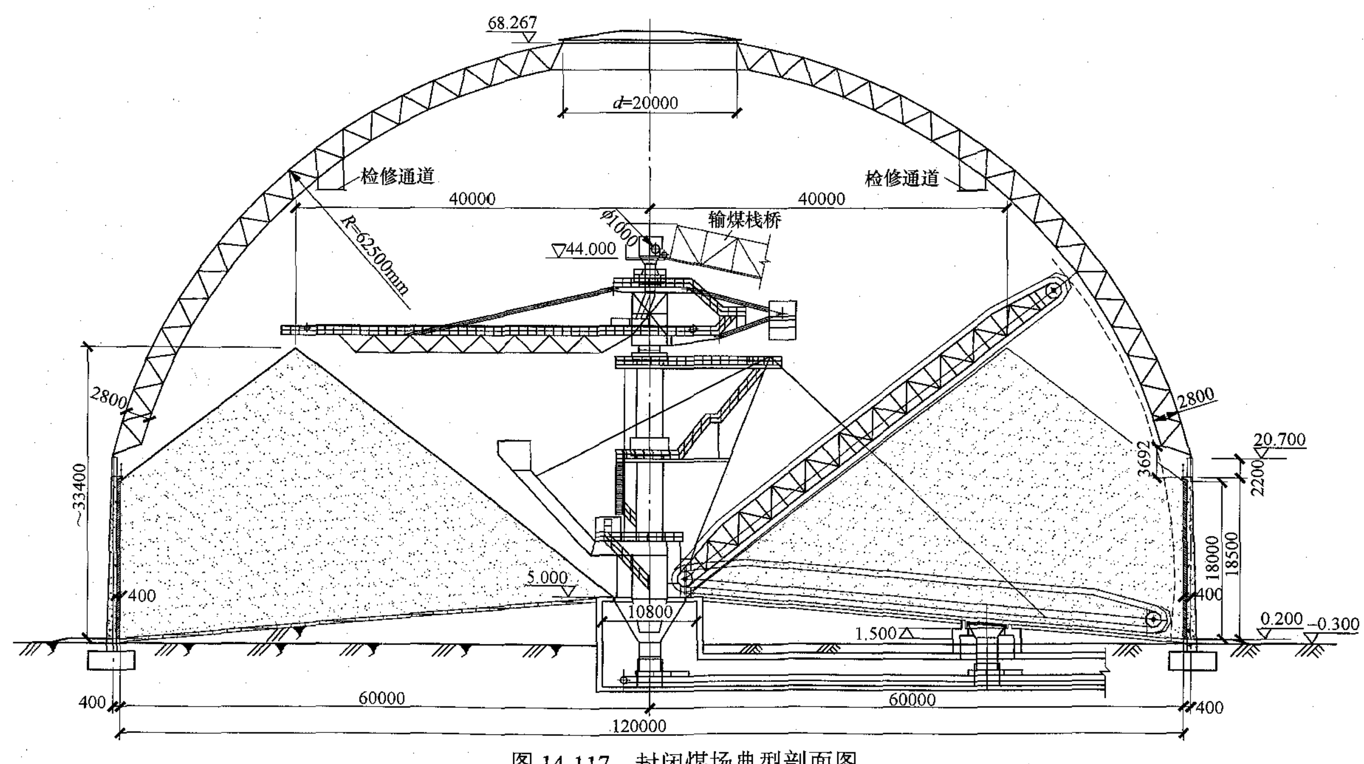


图 14-117 封闭煤场典型剖面图

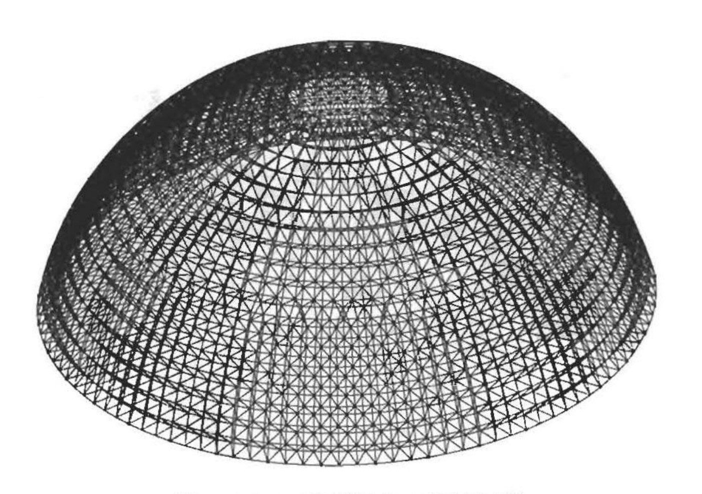


图 14-118　球面网壳三维轴侧图

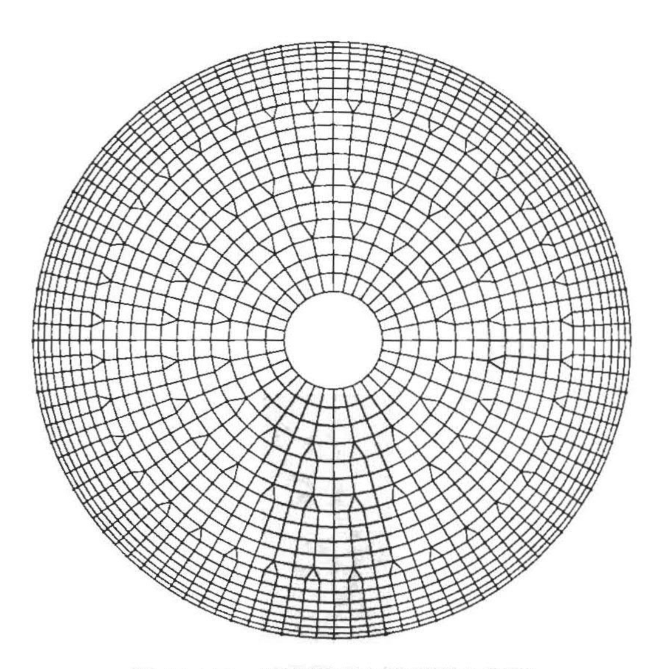


图 14-119　球面网壳上弦杆件布置图

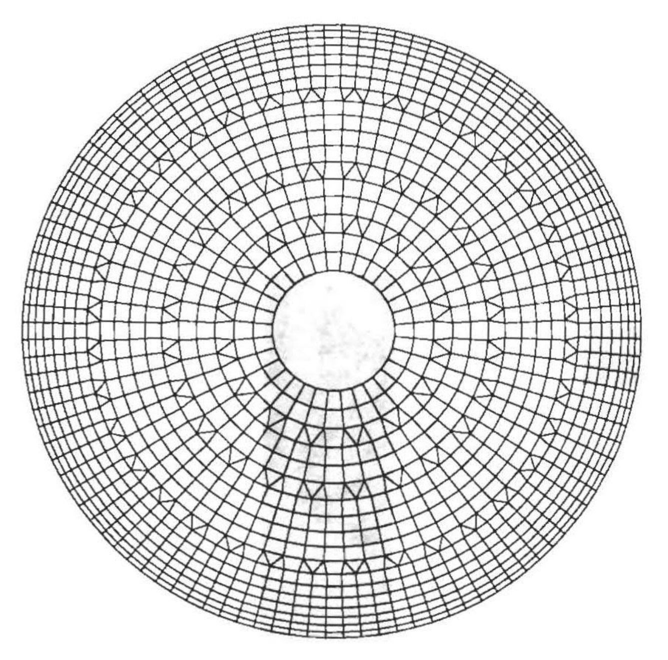


图 14-120　球面网壳下弦杆件布置图

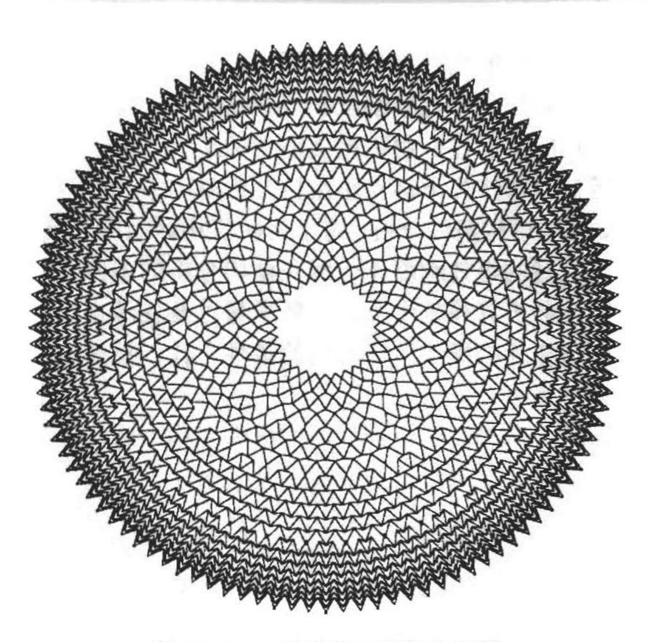


图 14-121　球面网壳腹杆布置图

（二）结构计算分析

1. 计算原则

（1）双层球面网壳结构分析时，可假定节点为铰接，杆件只承受轴向力，这与双层平板网架的假定相同；通风孔顶部单层球面网壳结构分析时，应假定节点为刚接，杆件除承受轴向力外，还承受弯矩、扭矩、剪力等。

（2）网壳结构的外荷载可按静力等效的原则，将节点所辖区域的荷载转化为节点集中荷载。当杆件上作用有局部荷载时，应另行考虑杆件的局部弯曲内力的影响。一般而言，除非工艺布置确有特殊要求外，应尽量避免杆件上作用局部荷载。

（3）网壳结构应进行重力荷载及风荷载作用下的位移、内力计算，并应根据工程的具体情况，对地震、温度变化、支座沉降及施工安装荷载等作用下的位移、内力进行复核计算。网壳结构的内力和位移可按弹性理论计算。

（4）对非抗震设计，荷载及作用组合的效应应按现行国家标准 GB 50009《建筑结构荷载规范》进行计算，在杆件截面及节点设计中，应按作用基本组合的效应确定内力设计值；对抗震设计，地震组合的效应应按现行国家标准 GB 50011《建筑抗震设计规范》进行计算。在变形验算中，应按荷载和作用标准组合的效应确定其挠度。

（5）对于单个球面网壳的风荷载体型系数，可按现行国家标准 GB 50009《建筑结构荷载规范》取值，同时宜充分借鉴国外相关规范对其计算进行必要的复核，具体计算方法见风荷载计算部分；对于多个球面网壳，应通过风洞试验或专门研究确定。对于基本自振周期大于 0.25 的空间网格结构，宜进行风振计算。

（6）网壳结构分析时，应考虑上部网壳结构与下

部支承结构的相互影响。网壳结构的协同分析可把下部支承结构折算等效刚度和等效质量作为上部网壳结构分析时的条件；也可把上部网架结构折算等效刚度和等效质量作为下部支承结构分析时的条件；也可将上、下部结构整体分析。对于封闭煤场球面网壳而言，将支承柱的等效刚度作为网壳结构分析的条件；而网壳结构的折算等效刚度、等效质量以及支承点反力又反过来作为挡煤墙结构分析的条件，代入挡煤墙结构整体计算中。

（7）网壳结构分析时，应根据结构型式、支座节点的位置、数量及构造情况以及支承结构的刚度，确定合理的边界约束条件，边界条件的选择详见本节“7. 支座边界条件”。支承柱的变形将作为强迫位移输入，对网壳结构进行校核验算。根据网壳计算的需要，可以适当调整支承柱断面，获得合适的刚度。对软土地基，还应考虑因地基变形引起的挡煤墙水平向不均匀变形的影响。

（8）网壳结构施工安装阶段与使用阶段支承情况不一致时，应分别按不同支承条件分析计算施工安装阶段和使用阶段在相应荷载作用下的结构位移和内力。

（9）结构计算方法。网壳结构的计算方法主要是空间杆系有限元法，目前的网壳通用计算程序一般采用该法编制，最常用的有浙大的 MSTCAD 及北航的 SFCAD。计算方法与平板网架相同，可以参见第八章第三节汽机房屋面网架部分。

（10）网壳结构的挠度容许值。封闭煤场球面结构的容许挠度值为不超过跨度（平面直径）的 1/250。

2. 风荷载计算

（1）圆形封闭煤场球面网壳荷载计算及荷载组合详见本节“一、荷载及组合”。

（2）风荷载作为对网壳结构最重要的荷载，宜由风洞试验确定。

（3）在无风洞试验资料时，应按 GB 50009《建筑结构荷载规范》进行计算，同时按照欧洲钢结构协会（ECCS）风效应技术委员会（T12）在《房屋与结构的风效应计算建议》附录 1 中“支撑球面或部分球面的圆柱结构外部压力系数 C_{PE}”有关规 定复核，ECCS 有关规定取值详见本手册第三章第二节。

3. 支座刚度计算

如前面所述，考虑到网壳支座节点的位移与支承结构的协同工作，网壳结构的边界条件一般按照可侧移的弹性支座输入，弹性支座的刚度计算可利用有限元分析软件。

如图 14-122～图 14-124 所示，取一个有限元计算单元，利用有限元分析软件建模并进行计算分析得出支承柱柱顶最大位移。根据刚度的基本定义可以计算出支承柱的水平径向刚度，从而计算得出两个方向的水平刚度。

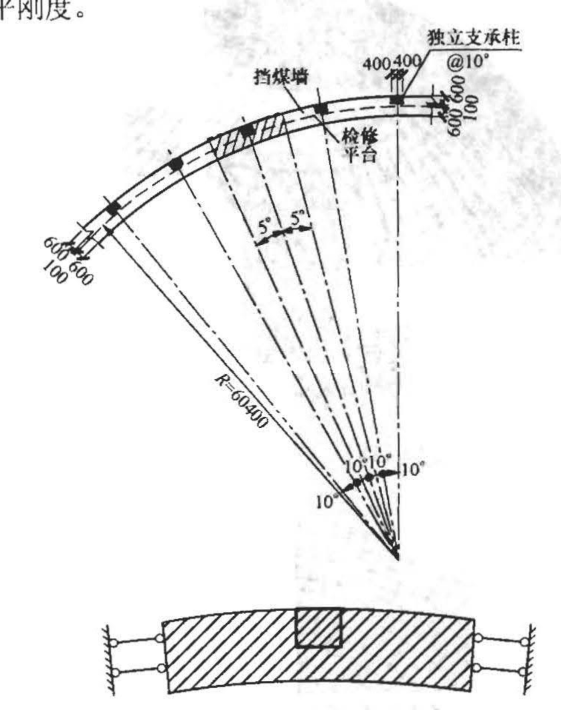


图 14-122　支座刚度有限元计算单元

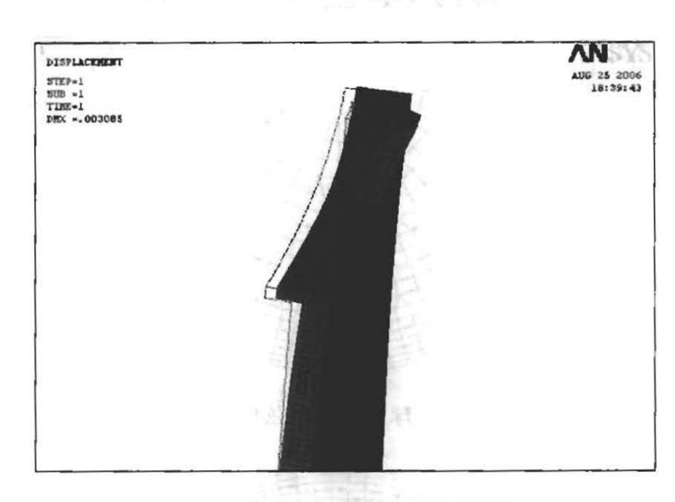


图 14-123　有限元网格剖分示意

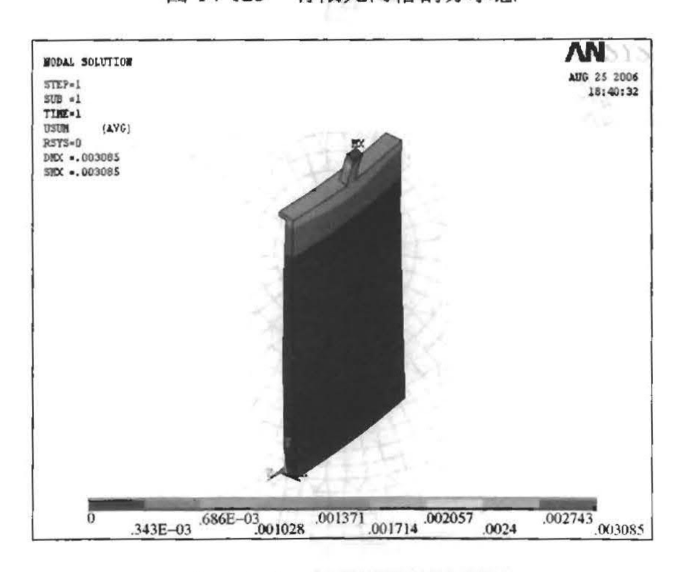


图 14-124　支承柱柱顶位移图

4. 结构分析计算

（1）球面网壳结构的静力计算及地震作用下内力计算原理与平板网架相同，具体详见本手册第八章第三节汽机房屋面网架的部分内容。

（2）球面网壳的稳定性计算。单层球面网壳以及厚度小于跨度1/50的双层球面网壳均应进行稳定性计算。网壳稳定性计算可按考虑几何非线性的有限元分析方法（荷载-位移全过程分析）进行计算，分析中可假定材料保持为线弹性。具体的计算方法详见 JGJ 7《空间网格结构技术规程》的规定。

（3）杆件及节点设计。双层球面网壳的杆件及节点设计要求基本同平板网架。由于考虑网壳结构与支承柱的协同工作，支座节点采用平板压力支座。具体计算方法详见本手册第八章第三节汽机房屋面网架的内容。

对于圆形封闭煤场屋面顶部通风孔的局部屋盖，若采用单层球面网壳结构，由于其节点为刚接，因此不能使用螺栓球节点，可以采用的节点型式有焊接空心球节点、毂节点及相贯节点。

单层球面网壳结构杆件的长细比不宜超过 150。

确定长细比时的杆件计算长度取值见表 14-19。

表 14-19　单层网壳杆件的计算长度

弯曲方向	焊接空心球	毂节点	相贯节点
壳体曲面内	0.9L	1.0L	0.9L
壳体曲面外	1.6L	1.6L	1.6L

注　L 为杆件几何长度（即节点中心间距离）。

对于刚接节点而言，实际工程中应用最多的是焊接空心球节点，因此对于单层球面网壳结构，其节点型式一般选择焊接空心球节点，以便于设计、加工及安装。焊接空心球节点设计应包括受压及受拉承载力设计、球径大小计算等部分，具体参见 JGJ 7《空间网格结构技术规程》的规定。

计算方法及原理基本同平板网架，因此仅重点讨论如何利用通用计算软件对球面网壳结构做分析计算。采用 MSTCAD 软件完成前处理工作之后，即可进行内力计算分析与结构构件设计，具体过程如下：

1）网壳的整体满应力设计，点击运行程序中的“满应力设计”选项。进行结构内力计算，并在控制应力的范围内进行杆件截面初步配置。

2）对称性杆件调整，主要是考虑整个网壳结构的对称性，将杆件关于网壳结构的对称轴进行对称处理（配置），处理原则是将处于对称轴的对称位置上所有杆件均按程序配置中的较大杆件截面进行重新配置，以保证调整完毕后的整个结构（包括杆件配置）均为对称。

3）验算不调整的复核验算，点击运行程序中“验算不调整”选项。对 2）中调整后确定的采用新杆件截面的对称结构体进行验算，对出现超应力的杆件不进行调整，保留原配置。观察超应力出现的位置及判断出现超应力的具体原因，为后续优化设计提供依据。

4）验算并调整的优化。点击运行程序“验算并调整”选项，再次对 2）中调整后得出的对称体进行验算，并由程序自动将出现超应力的杆件进行调整，直至满足控制应力的要求为止。

5）多次重复步骤 2）～4），直至结构杆件配置完全对称且无超应力杆件出现，且杆件应力满足要求为止。

6）高强螺栓设计与验算。设定配置参数，即可按要求让程序自动配置螺栓。

7）螺栓球的设计与验算，同高强螺栓设计与验算。计算完毕后需进行对称处理，将对称位置上的球节点型号统一，调整原则为对称位置所有杆件最终均按较大规格螺栓球进行配置。

8）计算结果查询，待上述分析计算全部完成后，可以通过 MSTCAD 的“显示”菜单观察计算结果，主要内容包括杆件内力、杆件应力、位移、支座反力等详细项目。

（三）球形网壳安装

封闭煤场球形网壳的安装一般采用“分块吊装与高空散装相结合”的施工方法，此安装方法在网壳安装时受力合理、安全可靠、施工速度快，工期短。

以 120m 直径、底层网格为 108 个球形网壳为例，具体步骤如下：

（1）底层分块吊装。在混凝土挡煤墙壁内侧，根据圆形煤场网壳的半球形特点，将底部的环形网格等分成 12 个左右拼装单元，先行在地面拼装。每一个拼装单元跨越 3 个支座，用吊机把拼装好的网壳结构单元分 12 次吊至支座标高进行连接，使其形成一个整体的圆形结构，如图 14-125 与图 14-126 所示。

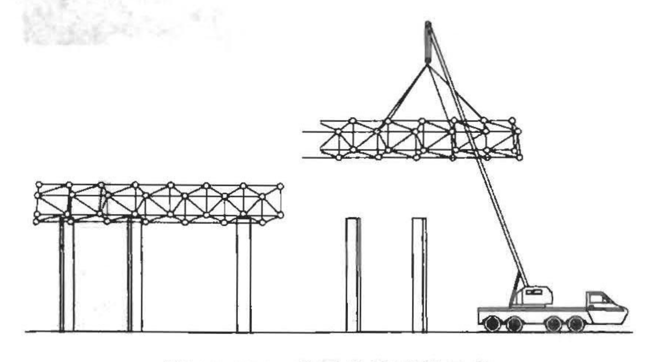


图 14-125　底层分块吊装示意



图 14-126　底层分块吊装

（2）汽车式起重机高空拼装。底层网壳拼装完毕后，由于该层网壳相当于整个网壳安装工作的基准，因此安装的准确性对于后续网壳的安装非常重要。此时需要对安装好的底层网壳拼装后的尺寸、螺栓拧紧程度、网壳的标高进行测量和必要的调整；然后再在地面拼装网壳小单元的四角锥，每个小单元由一只球四根杆件组成，两个单元组成一个网格，由下向上逐层合拢利用汽车式起重机进行高空散装，如图 14-127、图 14-128 所示。

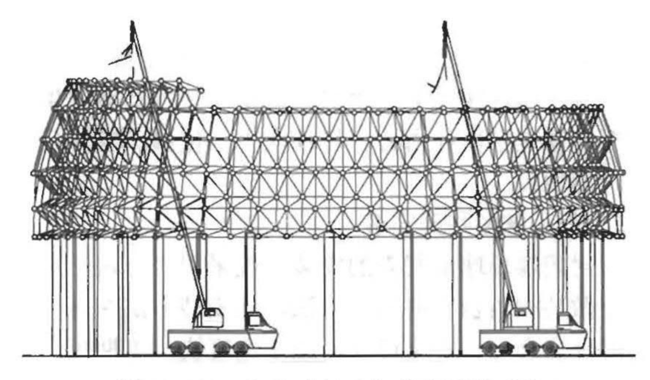


图 14-127　汽车式起重机高空拼装示意

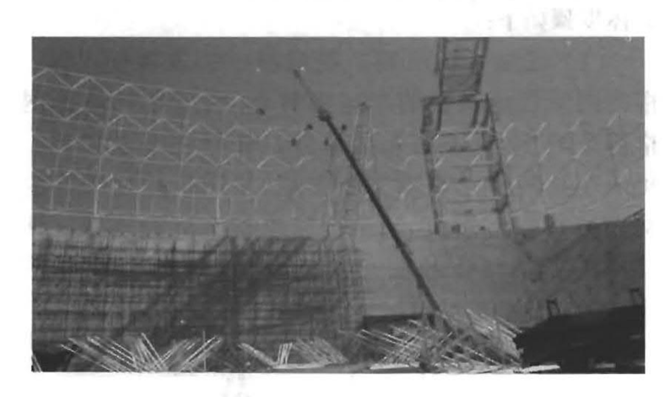
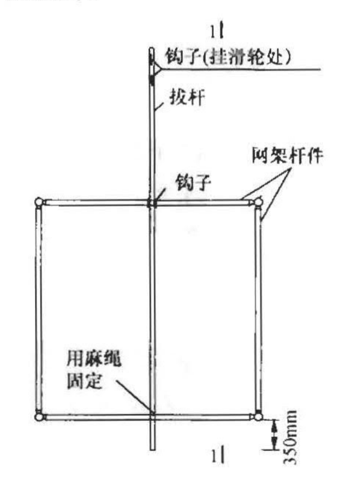


图 14-128　汽车式起重机高空拼装

（3）移动小拔杆高空散装。汽车式起重机吊装高度不够时，改用可移动小拔杆进行高空散装，如图 14-129～图 14-130 所示。

网壳整体安装完成后，应沿网壳结构由下往上，每一圈的螺母全部再进行紧固一遍，全部紧固完成后整个网壳结构在位移完全释放的状态下将网壳支座的螺栓全部拧紧加焊。



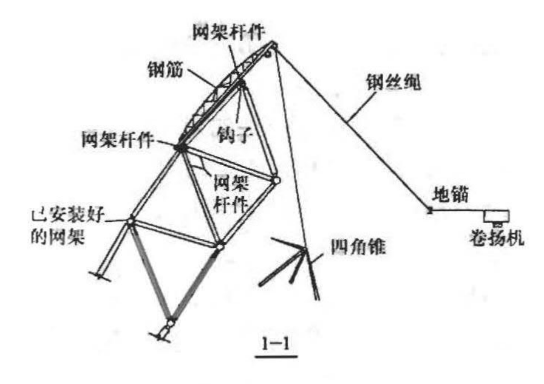


图 14-129　拔杆高空散装示意

网壳的通风气楼部分多为圆形平板小网架或单层球面网壳结构，安装方法多采用高空散装法，即在已经安装好的主体结构球形网壳顶部拉好安全绳及缆绳，在顶部铺设好脚手板形成个工作平台，然后用卷扬机把通风气楼的小网架构件吊装到平台上，由工人在平台上进行安装。

（4）其他要求。球形网壳的加工、制作、堆放、运输以及除锈、防腐等要求同本章第六节干煤棚网架部分。

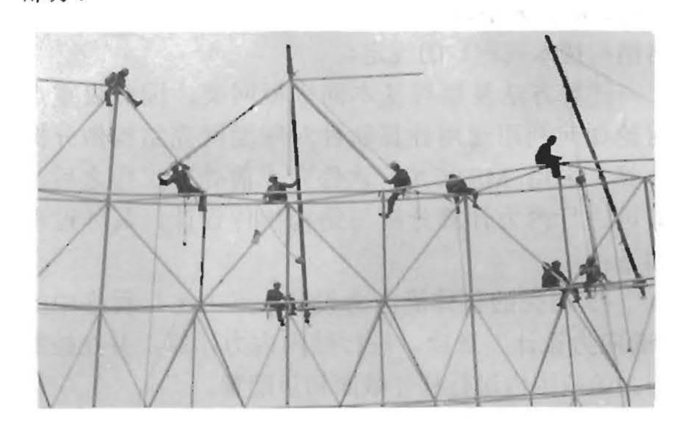


图 14-130　拔杆高空散装

在圆形煤场堆煤堆外延 5m 范围内的球形网壳钢结构应涂装防火涂料，防火时间不小于 1h。

第八节　贮煤筒仓及灰库

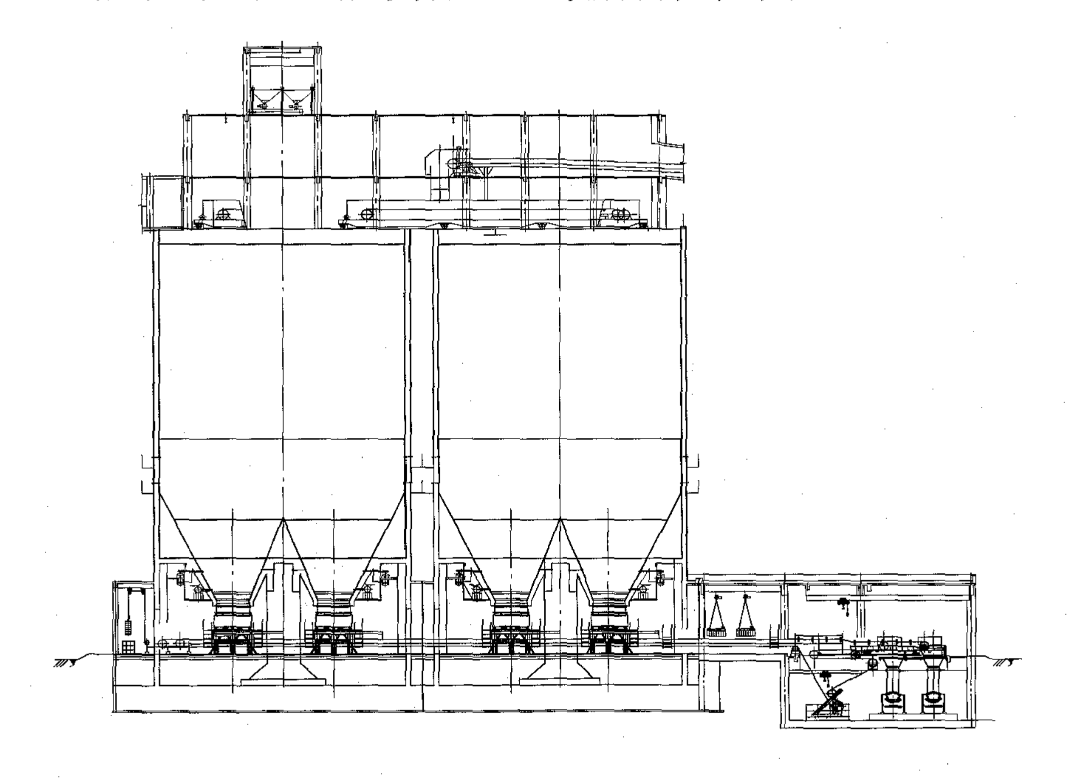
一、工艺系统简介

火力发电厂中贮煤筒仓是指贮存原煤的直立容器，灰库是指贮存松散的粒状粉煤灰的直立容器。贮煤筒仓及灰库是火力发电厂调节、运转和贮存煤及粉煤灰的设施，贮煤筒仓及灰库均可称为筒仓。筒仓结构具有容量大、节约占地、卸料通畅、环保及减少贮料损失等诸多优点，在火力发电厂中广泛采用。一般筒仓的直径在10～21m之间，目前向大容量方向发展，现在有的电厂筒仓直径达40m。

煤通过栈桥输送至筒仓顶部通廊，进入筒仓通廊的煤通过卸料设备向筒仓内卸料，煤在筒仓内暂时贮存；然后通过筒仓下部出口处出料设备将煤送至筒仓下方的带式输送机上，送至煤仓间。对于常见的10000t筒仓，上部一般采用移动式卸料车或犁煤器卸料，下部通过活化给料机或环式给料机出料。对于20000～30000t筒仓，上部可以采用犁煤器给料，环式配煤机或移动式卸料车三种卸料方式，下部活化给料机或环式给料机出料。筒仓的常见布置见图14-131。

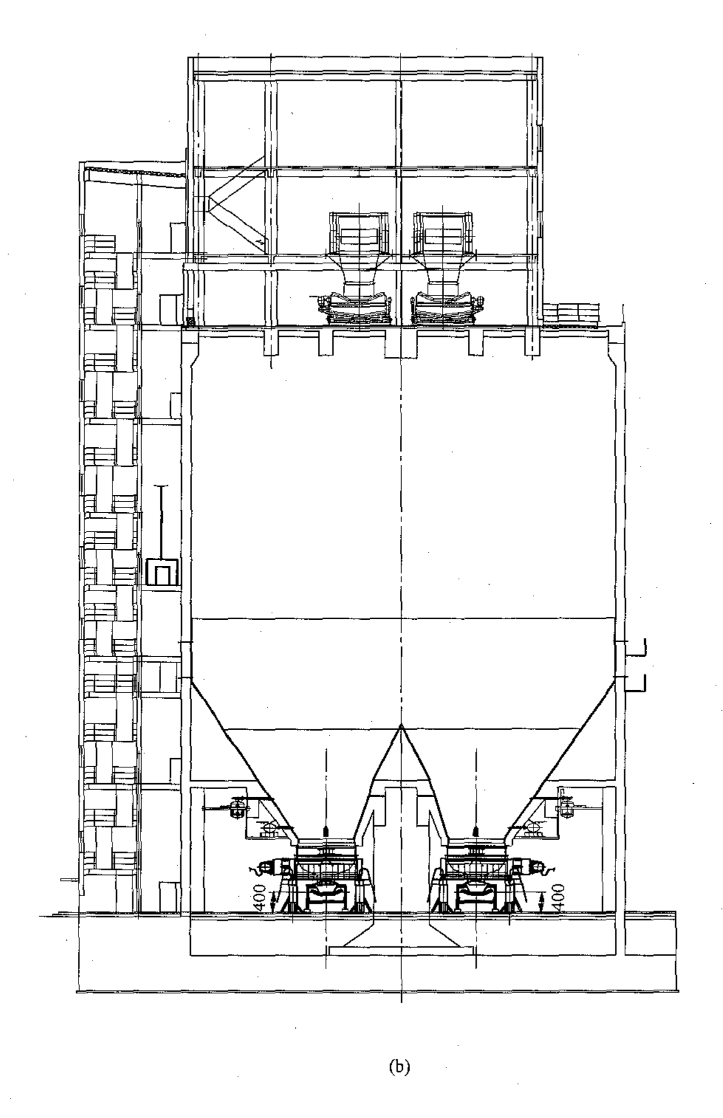
圆形深仓由于容量大、占地少、环保、受力合理、经济，在火力发电厂中得到广泛的应用。霍林河坑口电站（2×600MW）新建工程采用2座直径21m的筒仓，筒仓高约43.0m，每个筒仓贮量为10000t，仓壁采用钢筋混凝土结构。大连泰山热电厂新建工程采用3座直径为33m的筒仓，筒仓高为39.7m，每个筒仓贮量为20000t，仓壁采用预应力钢筋混凝土结构。江苏利港发电厂三、四期4×600MW工程采用10个直径40m大型混凝土筒仓群，筒仓高43.5m，每个筒仓贮量为30000t，筒仓采用预应力钢筋混凝土结构。国投哈密电厂一期（2×660MW）工程采用3座直径为15m灰库，库顶高29.7m，每座灰库贮灰约3000m^3，仓壁采用钢筋混凝土结构。哈尔滨热电有限责任公司350MW“上大压小”热电联产扩建工程采用2座直径为10m，库顶高26.0m，每座灰库贮灰约1000m^3，仓壁采用钢筋混凝土结构。

火力发电厂的灰一般要综合利用，在灰库中临时贮存。从除尘器收集的飞灰通过气力除灰管道输送，从灰库顶部送入灰库。灰库顶部设有布袋除尘器、真空压力释放阀及料位计，底部设有气化槽、人孔门及排灰口，分别与加湿搅拌机和干灰散装机相接，满足干、湿排灰要求。一般采用汽车将灰运至厂外，通过卸灰设备将灰卸至车上。为保证灰库排灰顺畅，设有灰库气化风机及气化风加热器，均布置在灰库卸料层。灰库的常见布置见图14-132。



(a)

图14-131　筒仓（一）
（a）筒仓纵向布置图



(b)

图 14-131　筒仓（二）
（b）筒仓横向布置图

二、结构选型与布置

（一）一般规定

1. 结构设计需掌握的资料

（1）工艺布置简图及贮仓容量；

（2）贮料物理特性资料如重力密度、粒径、硬度、安息角、内摩擦角、对仓壁的摩擦系数、温度及湿度等；

（3）装卸方式，进料和出料口的控制标高、位置与外形尺寸等；

（4）漏斗壁的最小倾角，防止堵塞、积料的措施及要求；

（5）固定工艺设备的预埋件与孔洞位置，以及与贮仓有关的细部构造；

（6）悬挂在贮仓上的荷载，如小钢漏斗、钢平台、给料机、配料设备及其他吊重等；

（7）仓壁的耐磨、保温、隔热、防冻、防潮及光滑程度的要求；

（8）人孔、防爆孔、接入管道、钢箅子、钢梯、爬梯及吊挂平台等的布置和构造要求等。

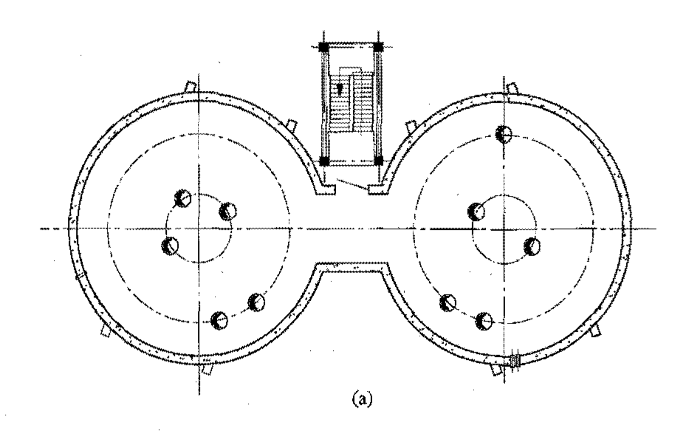
另外，筒仓设计时还应掌握工程地质、地形、水文气象、地下水、风及地震烈度等基础资料，还应了解当地建筑材料、施工机械及施工能力等有关资料。

2. 结构设计的等级

（1）钢筋混凝土筒仓的设计使用年限为 50 年；无特殊要求时，抗震设防类别按丙类考虑，结构安全等级按二级考虑。当筒仓与较低等级的建筑连为一体时，不应降低筒仓的安全等级、抗震设防类别及地基基础的设计等级；未经技术鉴定和设计许可，不应改变筒仓的用途及使用条件。

（2）钢筋混凝土筒仓的耐火等级按二级考虑。

（3）钢筋混凝土筒仓的地基基础设计等级按乙级考虑。场地及地质条件复杂，或严重影响生命线工程运行的筒仓，其地基基础设计等级可按甲级考虑。


(a)

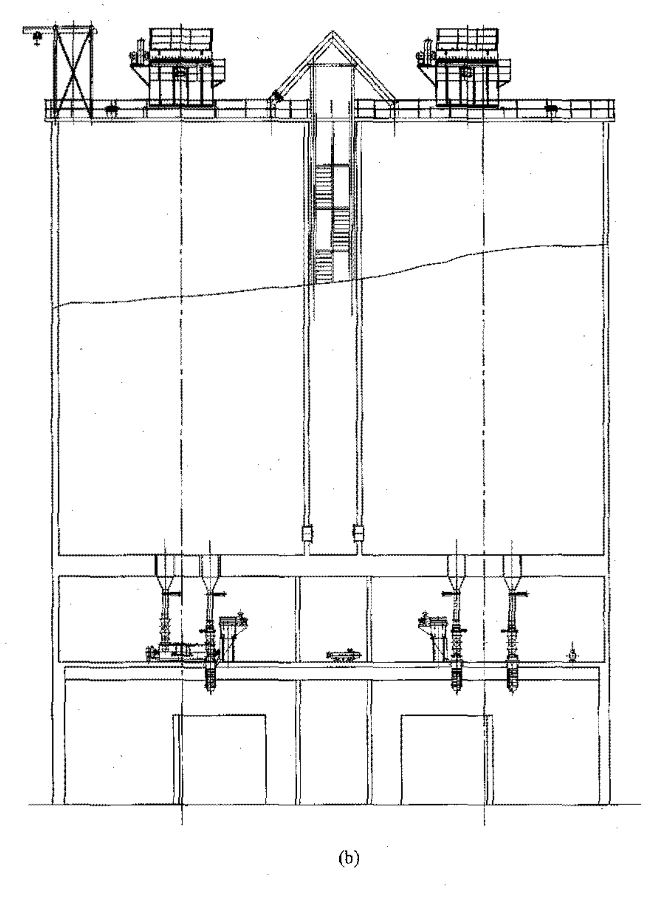

(b)

图 14-132 灰库
（a）灰库平面布置图；（b）灰库剖面布置图

3. 防爆、泄爆、防静电、防明火及防雷电

贮存有易爆贮料且具有爆炸危险的筒仓，相关工艺专业应根据不同的贮料特性分别设置防爆、泄爆、防静电、防明火及防雷电等设施。

筒仓的防雷应满足如下要求：

（1）贮存有易爆贮料且具有爆炸危险的筒仓，其防雷保护不应低于二类；

（2）其他筒仓可按三类设计；

（3）筒仓防雷严禁利用筒仓的受力钢筋作为避雷引下线；

（4）防雷应专设外引下线，其埋件严禁与筒仓的钢筋连接。

4. 沉降观测

除稳定的硬质岩石地基外，每个不与其他筒仓连接成整体的独立筒仓的沉降观测点不应少于四个；变形缝两侧应设置观测点。

5. 深、浅仓划分

有些国家的筒仓规范如《Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silosand Stacking Tubes for Storing Granular Materials》（ACI 313），计算贮料的作用时并不分深、浅仓，完全按 Janssen 公式计算仓壁任意高度处的贮料压力。按散体力学的原理，物料在仓壁上的作用，也没有深、浅仓之分。实践表明，工程设计不能脱离理论，但又不完全等于纯理论。在不违背以上原则并确保结构安全且便于计算钢筋用量及配置的前提下，将筒仓划分为深仓和浅仓，是完全必要的。

（1）深仓。

1）筒仓的高径比 $h_n/d_n \geqslant 1.5$ 时，为圆形深仓；

2）筒仓的高宽比 $h_n/b_n \geqslant 1.5$ 时，为矩形深仓。

（2）浅仓。

1）筒仓的高径比 $1.0 \geqslant h_n/d_n > 0.4$ 时，为圆形浅仓。

2）筒仓的高宽比 $h_n/b_n \leqslant 0.4$ 时，为矩形浅仓；矩形浅仓包括低壁浅仓、高壁浅仓及无竖壁的漏斗仓；$h_n/b_n < 0.4$ 为低壁浅仓，$h_n/b_n = 0.4$ 为高壁浅仓。

3）筒仓的高径比 $1.5 > h_n/d_n > 1.0$ 的圆形仓及高宽比 $1.5 > h_n/d_n > 0.4$ 的矩形仓的分类，应根据其可靠性要求，选择为浅仓或深仓。

（二）结构选型

（1）贮仓结构按照位置可分为仓上建筑物、仓顶、仓壁、仓底、仓下支承结构（筒壁或柱）及基础等六部分，如图 14-133 所示。

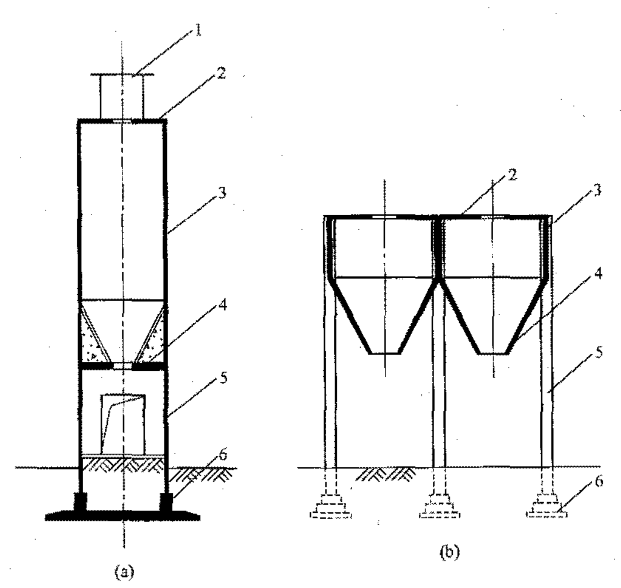


图 14-133 筒仓结构示意图
（a）深仓；（b）浅仓
1—仓上建筑物；2—仓顶；3—仓壁；4—仓底；
5—仓下支承结构（筒壁或支柱）；6—基础

（2）钢筋混凝土筒仓仓底结构的选型应符合下列要求：

1）卸料通畅；

2）作用传递途径明确，结构受力合理；

3）造型简单，施工方便；

4）填料较少。

火力发电厂中，常用的贮仓仓底结构可选用如图14-134所示的型式。

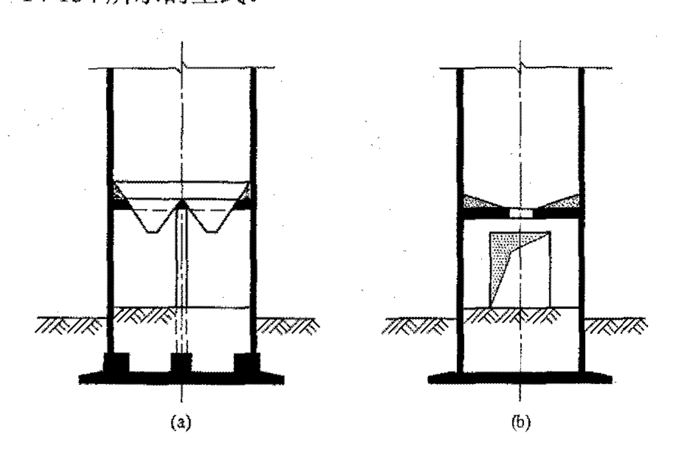


图 14-134　常用贮仓仓底和仓下支承结构示意图
（a）漏斗与仓壁整体连接；（b）平板加填料漏斗由筒壁支承

（3）贮仓的仓壁、筒壁及角锥形漏斗壁宜采用等厚截面，其厚度可按式（14-48）估算，但需要满足正常使用极限状态的要求：

1）直径小于30m的圆形筒仓仓壁厚度：

$$t=\frac{d_n}{100}+100 \tag{14-48}$$

式中　t——仓壁厚度，mm；

d_n——圆形筒仓内径，mm。

当估算直径30～50m的大型圆形贮仓的仓壁厚度时，可按式（14-49）估算；当圆形筒仓仓壁沿其高度必需改变壁厚时，不应多于两次，且只能改变外径。

$$t=\frac{d_n}{100}+50 \tag{14-49}$$

2）角锥形漏斗壁厚度可采用短边跨度的1/20～1/30。

（4）圆锥及角锥形漏斗壁（相邻斜壁的交线）与平面的夹角或漏斗壁的坡度由贮料的流动特性确定，可由相关的工艺专业提出要求。

（5）圆形筒仓的仓下支承结构，可选用筒壁支承、筒壁与内柱共同支承等方式。仓下支承结构的选型，应根据仓底型式、基础类别和工艺要求综合分析确定；直径等于或大于15m的深仓，宜选用筒壁与内柱共同支承的结构型式。

（6）当贮仓之间或贮仓与其相邻的建、构筑物之间相隔一定距离，根据工艺要求又必须相互连接时，其连接构件应具有足够的支承长度及防坠措施。

（7）贮仓的基础选型应根据地基条件、上部荷载和上部结构型式综合分析确定。当圆形贮仓设置变形缝时，缝宽应符合沉降缝的要求，在抗震设防区尚应符合防震缝的要求。

场地类别为Ⅲ、Ⅳ和不均匀地基条件下的独立筒仓，需采取抗倾覆和控制不均匀沉降的措施。对液化地基，应采取全部消除液化沉陷的措施。未经处理的液化地基将严重影响筒仓的稳定性，使筒仓在地震时发生严重的变形甚至倒塌。

筒仓的同一结构单元需采用同一类型的基础。同一结构单元的基础宜设置在同一标高上；不在同一标高时，需要采取防止地基不均匀沉降的措施。地基刚度的突变对上部结构会产生附加内力，因此，在地震区控制地基变形非常重要。

（8）直径小于21m且施工方便的圆形贮仓的仓顶，可采用钢筋混凝土梁板结构。直径大于或等于21m的圆形贮仓或圆形浅仓的仓顶，可采用钢与混凝土组合结构。直径大于30m的大直径圆形贮仓的仓顶，可采用钢筋混凝土整体、装配整体正截锥壳、正截球壳及具有整体稳定体系的钢网格结构，其与仓壁的连接宜采用简支体系。当仓顶设有皮带输送机通廊或栈桥时，可利用其构成钢结构或轻钢结构的仓顶结构体系。筒仓和灰库的楼层可采用现浇钢筋混凝土梁板结构，灰库仓底可采用现浇钢筋混凝土平板式结构。

（9）皮带输送机通廊、栈桥及其他结构与筒仓仓顶结构及仓上建筑物连接并支承于其上时，支承点应采用简支方式。

（10）直径大于或等于21m的仓壁及圆锥形漏斗的配筋不能满足正常使用极限状态要求时，宜采用预应力混凝土结构。

（11）对于直径小于或等于10m的圆形贮仓，当仓顶设有筛分设备的厂房时，其楼面、屋面结构宜支承在与仓壁等厚的钢筋混凝土圆形支承筒壁上；当采用钢筋混凝土或钢框架结构厂房时，框架柱应直接支承于仓壁顶部的环梁上，并在柱脚环梁处设纵、横连系梁。

（12）抗震设防区的贮仓结构选型，除应满足GB 50191《构筑物抗震设计规范》规定外，尚应符合下列规定：

1）圆形贮仓的仓下支承结构，宜选用筒壁支承或筒壁与内柱共同支承的结构型式。

2）仓上建筑物宜选用钢筋混凝土框架结构、钢结构；围护结构宜选用轻质材料，并应满足耐火极限的要求。抗震设防烈度7度以上的地区不应采用砌体结构。

（13）贮仓应防止采用抛物线、偏心装料方式。当采用多点装料时宜对称均匀；筒仓宜避免单侧卸料，否则应确保在大偏心荷载效应作用下贮仓的安全运行。

（14）大直径贮仓应避免在仓内设置支承仓顶结构的内筒或支架。当无法避免时应对这些构件采取必要的抗冲击、抗磨损措施，并应考虑构件在装、卸料过程中的荷载效应，确保筒仓的安全运行。

（15）在仓壁内侧不应附着、设置影响物料流动的构件，否则应对构件在装、卸料过程中，在仓壁上的作用及荷载效应进行计算，并采取措施确保贮仓的使用安全。

（三）结构布置

筒仓结构的平面形状有圆形、方形、矩形、多角形或其他几何形状。由于圆形具有优良的力学性能，所以在火力发电厂中，筒仓常采用圆形截面，筒体常采用钢筋混凝土结构，支承方式为筒壁支承或筒壁与柱联合支承。

钢筋混凝土筒仓及灰库按照功能一般分为仓下通道、卸料层、贮料段、仓顶结构。仓下通道为皮带输送机或车辆的通行，在仓壁上应留有通行的开孔。卸料层用于安装卸料设备、设备的检修维护，以及检修人员的通行。贮料段用于贮存物料，在火电发电厂中主要为煤或灰，要考虑保温、耐磨及防冲击等要求。仓顶结构用于围护入料皮带输送机和其他设备，考虑运行人员的通行检修等要求。

钢筋混凝土圆形贮煤筒仓常采用漏斗卸料，其平图及剖面布置见图 14-135；钢筋混凝土圆形灰库按工艺要求常采用平底库，库底板上留有工艺预留的孔洞，布置见图 14-136。

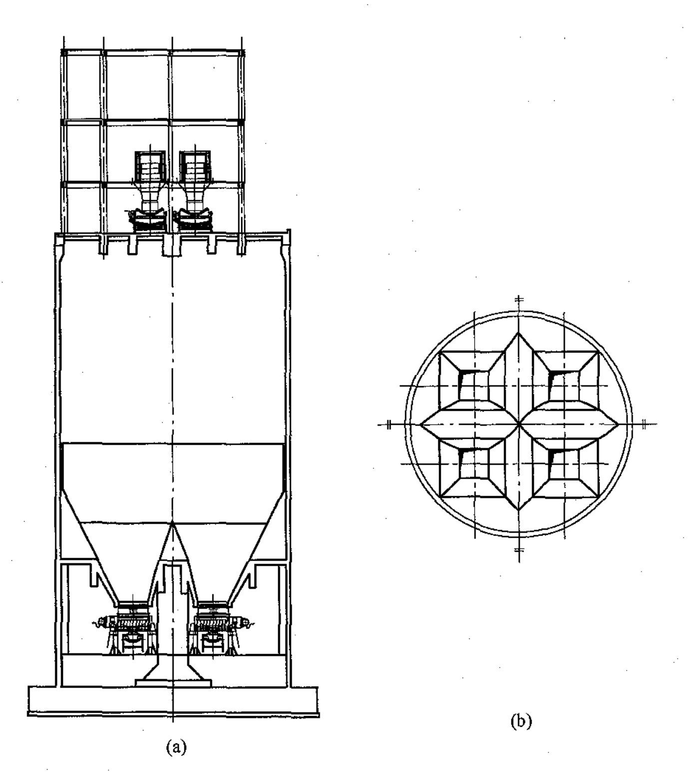


图 14-135　圆形筒仓布置图

（a）剖面图；（b）平面图

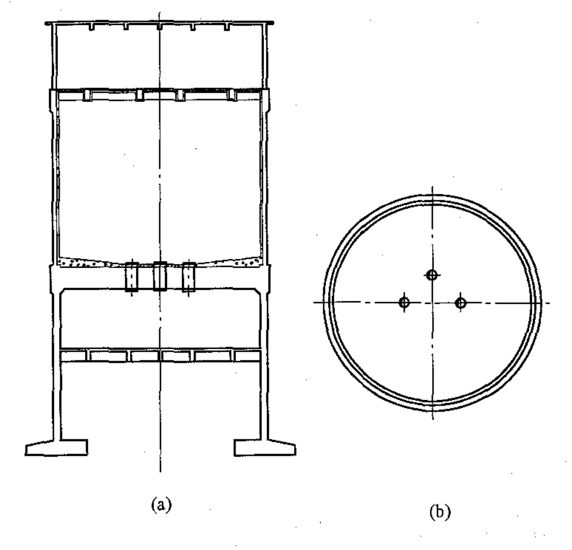


图 14-136　圆形灰库布置图

（a）剖面图；（b）平面图

钢筋混凝土圆形筒仓的平面布置应根据工艺、地形、工程地质和施工等条件，经技术经济比较后确定。工艺条件包括贮仓容量、装卸方式、工艺布置等；充分利用场地地形条件，避开不利地段；贮仓荷载大，对地基要求高，需根据详细的地质勘察报告进行贮仓的合理布置。除上述条件外，圆形贮煤筒仓还需要遵循下列原则进行布置，一般采用行列式或独立式布置。钢筋混凝土圆形灰库可参考圆形贮煤筒仓的布置原则进行布置。

（1）当圆形筒仓的直径小于或等于 12m 时，可采用 2.0m 的倍数确定筒仓直径；大于 25m 可采用 5.0m 的倍数，当直径在 12m 和 25m 之间时，可采用 3.0m 的倍数。采用模数化的筒仓直径，有利于施工模具定型化和重复使用，也可以提高设计效率。

（2）跨铁路布置的筒仓，应考虑地基变形对铁路建筑接近限界的影响。跨铁路布置的筒仓，通过铁路车辆的仓下洞口或柱的内边缘距铁道中心线的距离不得小于 2.0m，其他尺寸应满足铁路建筑接近限界 GB 146.2《标准轨距铁路建筑限界》的规定，并且仓下应设置躲避场所。

（3）靠近筒仓处一般不宜设置堆料场。当靠近贮仓堆放散料或其他物料时，这部分堆载会引起地基不均匀沉降，使贮仓倾斜，应验算堆载对筒仓结构及地基的不利影响。计算地基下沉引起筒仓的倾斜率，使其限制在允许的范围内，并计算地基下沉引起仓体倾斜时对仓下支承结构产生的附加内力等。

（4）直径大于或等于 12m 的圆形筒仓，仓顶上不宜设置大型电动机（不小于 100kW）。当设计无法避免时，应对结构进行动力分析。垂直允许振幅不大于 0.04mm（单振幅），仓顶应采用现浇钢筋混凝土结构。

（5）仓顶及地道安全出口的设置应按各有关工艺

专业要求执行。与仓体连接的出、入料通廊或栈桥的出口可作为筒仓的安全出口。

（6）柱或筒壁支承的矩形筒仓的定位轴线以其柱或筒壁的中心线定位，圆形筒仓的定位轴线以筒壁的外径或圆形筒仓的中心线定位。

（7）除圆形铁路跨线仓仓下穿越铁路的洞口外，筒仓的仓上建筑物及仓下空间的室内主要通道的宽度不应小于1.5m，设备维护通道的宽度不应小于0.7m，通道的净空高度不应小于2.2m。

（8）筒仓仓顶应设置通向仓内的人孔，人孔尺寸不应小于600mm×700mm，并应布置在不影响设备安装、运行及通行的位置；考虑到安全问题，当通向仓内的爬梯无法做到永久性防腐、防冲击损坏及确保安全时不需设置永久性的爬梯。

（9）仓顶及楼面所有洞孔的四周，应设不小于100mm×100mm的钢筋混凝土挡水台，无固定设备通过的洞孔应设盖板或防护栏杆。

（10）筒仓的地面承受并传递荷载的垫层厚度，应根据使用荷载计算确定，最小厚度不宜小于120mm，混凝土强度等级不应低于C20，其他功能应按使用条件设置。室内外地坪高差不应小于150mm。

（11）在非岩石地基上与圆形筒仓连接的地道应设沉降缝，有地表渗水及地下水时应有防水措施。

（12）筒仓顶部设置厂房或入料栈桥时，其支承结构宜布置在钢筋混凝土仓壁上，在仓顶须加圈梁。如用钢筋混凝土框架结构时，框架柱应尽量布置在仓壁环梁上，并在柱底设置纵横连系梁形成整体。

（13）筒仓卸料漏斗下如有工艺负责的小斗，工艺专业应提出小斗的荷重。小斗的外形尺寸以及与漏斗的连接要求。筒仓漏斗口与小斗的埋设计应考虑磨损和腐蚀的影响。

三、结构计算

（一）荷载及效应组合

1. 荷载分类

筒仓结构上的作用分为以下两类：永久荷载、可变荷载。

永久荷载包括结构自重、其他构件及固定设备施加在筒仓上的恒定作用力、土压力、预应力、填料及保温的重量等。

可变荷载包括贮料荷载、楼面活荷载、屋面活荷载、雪荷载、风荷载、可移动设备荷载、固定设备中的物料荷载及设备安装荷载、积灰荷载、筒仓外部地面的堆料荷载及管道输送产生的正、负压力等。

贮煤筒仓的温度作用是准永久或永久性的，可将温度作用作为永久荷载考虑。灰库的温度作用按可变荷载考虑，因为灰的入库温度很高，内外仓壁温差较大，短期的温度作用为灰库设计比较主要的控制作用效应。

筒仓及灰库结构计算时，对不同荷载应采用不同的代表值。对永久荷载应采用标准值，对可变荷载应根据设计要求，采用标准值或组合值，对地震作用应采用标准值。

2. 楼、屋面活荷载

楼、屋面活荷载的取值可按表14-20取用。

表14-20 贮仓楼、屋面活荷载

构筑物	名称	标准值（kN/m^2）	组合值系数	频遇值系数	准永久值系数	主梁（柱）折减系数	备注
贮煤筒仓	皮带机楼面	4～6	0.8	0.7	0.6	0.8	
	皮带机头部动装置楼面	10	0.9	0.9	0.7	0.8	由工艺专业提供，一般可按$10kN/m^2$采用
	屋面	0.5	0.5	0.5	0.0	0.7	不上人屋面
灰库	中间运转层楼面	4	0.8	0.7	0.7	0.7	
	库顶层楼（屋）面	4	0.8	0.7	0.7	0.7	
	小室屋面	0.7	0.7	0.7	0.0	0.8	

3. 风、雪荷载

筒仓雪荷载和风荷载的计算按照GB 50009《建筑结构荷载规范》中的有关规定执行。雪荷载与屋面活荷载不同时考虑。

4. 地震作用

计算筒仓水平地震影响系数时，可按GB 50011《建筑抗震设计规范》有关规定进行。计算贮料水平地震作用时，由于贮料为散体，地震时颗粒之间及颗粒与仓壁的运动和摩擦，消耗一部分能量，使地震作用减少，所以取贮料总重80%作为贮料的重力荷载代表值，重心取其总重的中心。

筒仓的水平地震作用，可采用振型分解反应谱法

或底部剪力法计算；8 度Ⅲ、Ⅳ建筑场地和 9 度，筒仓结构不规则且有明显薄弱部位时，尚需采用时程分析法进行补充计算。钢筋混凝土筒仓在多遇地震下的阻尼比可取 0.05。当筒承式筒仓的水平地震作用按底部剪力法计算时，柱支承的仓上建筑的地震作用效应须乘以 4.0 的增大系数，增大部分不需要向下传递。

采用筒壁和柱联合支承的筒仓，筒壁与柱承担的地震剪力可按侧移刚度比例进行分配，但分配给柱的地震剪力应乘以增大系数 1.5，且不应小于支承结构底部总地震剪力的 10%。

筒承式单仓的基本自振周期按式 14-50 计算：

$$T_1=2\pi\xi_{\mathrm{T}}\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}G_i\delta_{in}^2}{g\delta_{nn}}} \tag{14-50}$$

式中　T_1——筒承式单仓的基本自振周期，s；

G_i——集中于质点 i 的重力荷载代表值，可取质点 i 上、下两个质点之间范围内等效重力荷载代表值之和的一半，kN；

ξ_{T}——支承结构刚度影响系数。筒承式非开洞方向可取 1.0，开洞方向可取 0.85；

δ_{nn}、δ_{in}——在质点 n 上的单位水平力作用下，分别在质点 n 和质点 i 处产生的水平位移，可根据仓下支承结构的刚度，采用结构力学方法计算，mm。

5. 贮料压力

（1）煤或粉煤灰的物理特性参数。煤或粉煤灰的物理特性参数应通过试验分析或根据实践经验确定，并由工艺专业提供。当无试验资料时，可参考表 14-21 所列数值选用，但应经工艺专业认可。

表 14-21　　物料的物理特性参数

物料名称	摩擦系数 μ		重度 γ（kN/m³）	内摩擦角 φ（°）
	对混凝土板	对钢板		
无烟煤	0.5～0.6	0.3	8.0～12.0	25～40
烟煤	0.5～0.6	0.3	8.0～11.5	25～40
精煤	0.5～0.6	0.3	8.0～9.0	30～35
中煤	0.5～0.6	0.3	12.0～14.0	35～40
褐煤	0.5～0.6	0.3	7.0～10.0	23～38
煤矸石	0.6	0.45	16.0	35～40
煤粉	0.55	0.40	8.0～9.0	25～30
粉煤灰	0.55	0.40	7.0～8.0	23～30

（2）深仓贮料压力。

1）深仓贮料重力流动压力的计算简图如图 14-137 所示。

2）贮料顶面或贮料锥体重心以下距离 S（m）处，贮料作用于仓壁单位面积上的水平压力 p_{h}（kPa）可按式（14-51）及式（14-52）计算：

$$p_{\mathrm{h}}=C_{\mathrm{h}}\gamma\rho(1-e^{-\mu kS/\rho})/\mu \tag{14-51}$$

$$k=\tan^2(45°-\varphi/2) \tag{14-52}$$

式中　C_{h}——深仓贮料水平压力修正系数，见表 14-22；

γ——贮料的重力密度，kN/m³；

ρ——筒仓水平净截面的水力半径，m；

μ——贮料与仓壁的摩擦系数；

k——侧压力系数；

e——自然对数的底；

S——贮料顶面或贮料锥体重心至所计算截面的距离，m；

φ——贮料的内摩擦角，（°）。

3）贮料作用于仓底或漏斗顶面处单位面积上的竖向压力 p_{v}（kPa）应按式（14-53）计算：

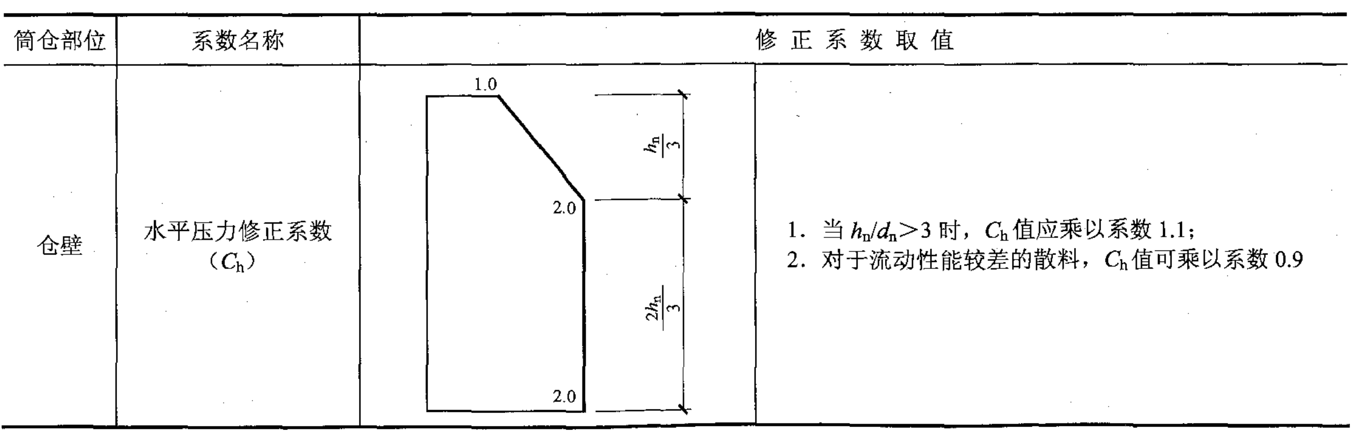
$$p_{\mathrm{v}}=C_{\mathrm{v}}\gamma\rho(1-e^{-\mu kh_{\mathrm{n}}/\rho})/\mu k \tag{14-53}$$

式中　C_{v}——深仓贮料竖向压力修正系数，见表 14-22；

h_{n}——贮料计算高度，m。

按上式计算的 p_{v} 值大于 γh_{n} 时应取 γh_{n}，也不小于计算深度 $1.5d_{\mathrm{n}}$ 对应浅仓的竖向压力。

表 14-22　　深仓贮料压力修正系数



筒仓部位	系数名称	修正系数取值	
仓壁	水平压力修正系数（C_{h}）	（图）	1. 当 $h_{\mathrm{n}}/d_{\mathrm{n}}>3$ 时，C_{h} 值应乘以系数 1.1； 2. 对于流动性能较差的散料，C_{h} 值可乘以系数 0.9

续表

筒仓部位	系数名称	修正系数取值	
仓底	竖向压力修正系数(C_v)	钢筋混凝土漏斗	1.4
		钢漏斗	2.0
		平板	1．漏斗填料最大厚度大于 1.5m 的筒仓可取 1.0； 2．其他筒仓可取 1.4

注 1．本表不适用于设有特殊促流或减压装置的筒仓。

2．群仓的内仓、星仓及边长不大于 4m 的方仓，C_h=C_v=1.0。

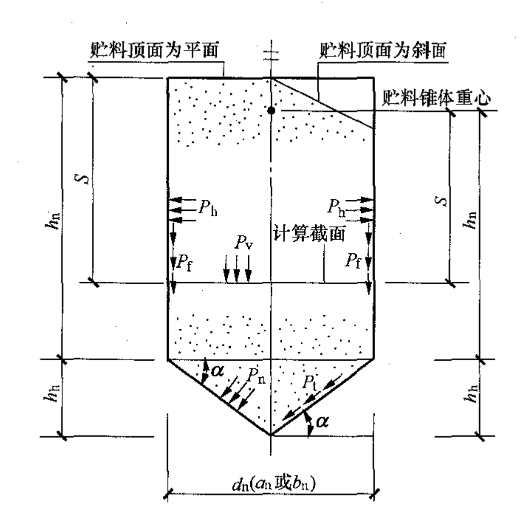


图 14-137　深仓的尺寸及压力计算简图

4）对于平底灰库，粉煤灰作用于仓底面处单位面积上的竖向压力 p_v（kPa）应按式（14-54）计算：

$$p_v = 1.4\gamma\rho(1-e^{-\mu k h_n/\rho})/\mu k \qquad (14\text{-}54)$$

式中 h_n——贮料计算高度，m。

按上式计算的 $p_v > \gamma h_n$ 时应取 γh_n，且不小于计算深度 $1.5d_n$ 对应浅仓的竖向压力。

5）当仓壁设有偏心卸料口或仓底设多个卸料口而引起偏心卸料，偏心距 e 小于 $0.1d_n$ 时，可不考虑贮料偏心压力对仓壁的影响。偏心距 e 大于等于 $0.1d_n$ 时，应考虑偏心压力对仓壁的不利影响，可按式（14-55）～式（14-58）计算。

偏心卸料作用于矩形仓仓壁上的水平压力：

$$p_{ec} = E_r p_h \qquad (14\text{-}55)$$

$$E_r = (b_n + 2e)/(b_n + e) \qquad (14\text{-}56)$$

偏心卸料作用于圆形仓仓壁上的水平压力：

$$p_{ec} = E_c p_h \qquad (14\text{-}57)$$

$$E_c = (d_n + 4e)/(d_n + 2e) \qquad (14\text{-}58)$$

式中 e——偏心卸料口中心与仓中心间的距离，m；

E_r、E_c——矩形、圆形仓偏心卸料压力系数。

6）贮料顶面或贮料锥体重心以下距离 S（m）处的计算截面以上仓壁单位周长上的总竖向摩擦力 p_f（kN/m）应按式（14-59）计算：

$$p_f = \rho[\gamma s - \gamma\rho(1-e^{-\mu ks/\rho})/\mu k] \qquad (14\text{-}59)$$

7）贮料计算高度 h_n（m）的确定，应符合下列规定：

上端：贮料顶面为水平时，按贮料顶面计算；贮料顶面为斜坡时，按贮料锥体的重心计算。

下端：仓底为钢筋混凝土或钢锥形漏斗时按漏斗顶面计算。

无填料时，按仓底顶面计算。仓底为填料做成的漏斗时，按填料表面与仓壁内表面交线的最低点处计算。

8）筒仓水平净截面的水力半径 ρ（m）的计算按式（14-60）～式（14-62）确定：

任意截面　$\rho = A/U$　(14-60)

式中 A——筒仓水平截面的净面积，m^2；

U——横截面的周长，m。

圆形筒仓　$\rho = d_n/4$　(14-61)

式中 d_n——圆形筒仓内径，m。

星仓　$\rho = \sqrt{A}/4$　(14-62)

式中 A——星仓的水平净面积，m^2。

（3）浅仓贮料压力。

1）平面为圆形的浅仓贮料压力的计算简图如图 14-138 所示。

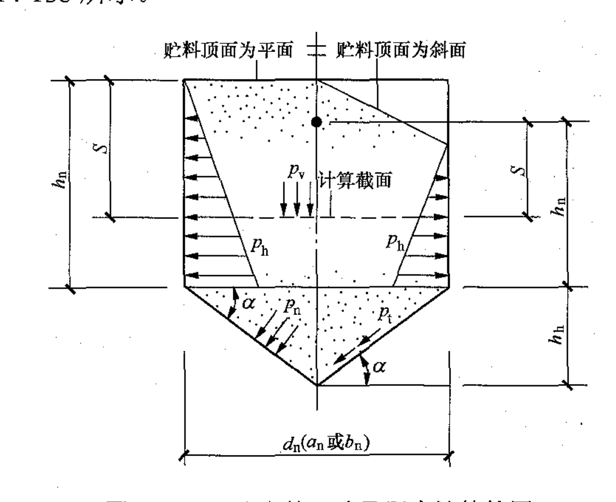


图 14-138　浅仓的尺寸及压力计算简图

2）贮料顶面或贮料锥体重心以下距离 S（m）处，

作用于仓壁单位面积上的水平压力 p_h（kPa）应按式（14-63）计算。

$$p_h = k\gamma S \tag{14-63}$$

3）筒仓的贮料计算高度 h_n 与其内径 d_n 或其他几何平面的短边 b_n 之比大于 0.4 小于 1.5 时，除按上式计算外，尚应按式（14-64）计算贮料压力，二者计算结果取其大值。

4）贮料顶面或贮料锥体重心以下距离 S（m）处，单位面积上的竖向压力 p_v（kPa）应按式（14-64）计算。

$$p_v = \gamma S \tag{14-64}$$

5）$h_n>0.4d_n$，$d_n \geqslant 25$m 的大型圆形浅仓的仓壁水平压力 p_h（kPa）的计算，应计入仓壁顶面以上堆料的作用，可按 GB 50077《钢筋混凝土筒仓设计规范》相关要求计算。

（4）漏斗壁压力。作用于漏斗壁单位面积上的法向压力 p_n（kPa）应按式（14-65）计算：

$$p_n = \xi p_v \tag{14-65}$$

式中　ξ——可按 GB 50077 要求选用。

漏斗壁切向压力应按式（14-66）计算：

$$p_t = p_v(1-k)\sin\alpha\cos\alpha \tag{14-66}$$

（5）仓底或漏斗壁顶面处压力。贮料作用于仓底或漏斗壁顶面处，单位面积上的竖向压力 p_v（kPa）可按下列要求取值：

1）当为深仓时，在漏斗高度范围内均采用漏斗顶面之值。

2）当为浅仓时，按式（14-67）及式（14-68）采用。

在漏斗顶面：$$p_v = \gamma h_n \tag{14-67}$$

在漏斗底面：$$p_v = \gamma (h_n + h_h) \tag{14-68}$$

式中　h_h——漏斗高度，m。

6. 温度作用

筒仓的环境温差有：季节温差、仓壁或筒壁内外温差及日照温差。

对于直径 12～40m 筒仓的温度作用，当仓壁内外温差小于 100℃或无实践经验时，可按其贮料最大环向拉力的 6%～8%计算。直径大于 40m 的筒仓可按 GB 50077 的规定，进行温度应力计算。

圆形灰库仓壁及斗壁内外温差计算可采用平壁法，可参照 GB 50051《烟囱设计规范》进行计算。当仓壁内外表面温差较大，配筋有困难时，可以在仓壁内侧设隔热层或在仓壁外侧增设保温层。如果仓壁内外表面温差不大，通过技术经济比较，可以取消仓壁内侧的隔热层或仓壁外侧保温层以便于施工。灰库隔热层或仓壁内表面的传热系数和筒壁外表面的传热系数分别按表 14-23 及表 14-24 采用。

表 14-23　隔热层或仓壁内表面的传热系数 α_{in}

灰温（℃）	传热系数［W/（m²·K）］
50～100	33

表 14-24　筒壁外表面的传热系数 α_{ex}

季节	传热系数［W/（m²·K）］
夏季	12
冬季	23

圆形灰库仓壁或筒壁受内外温差作用产生的竖向及相应的环向弯矩，按式（14-69）、式（14-70）计算：

$$M_z = \frac{\alpha_h \Delta T \cdot E_h t^2}{12(1-\mu_c)} \tag{14-69}$$

$$M_\theta = \mu_c M_z \tag{14-70}$$

式中　M_z——仓壁在温度作用下的竖向（经向）弯矩，N·mm；

M_θ——仓壁在温度作用下的环向（纬向）弯矩，N·mm；

a_h——混凝土的线膨胀系数，1/℃；

ΔT——仓壁内外温差，℃；

E_h——混凝土在计算点受温度时的弹性模量，N/mm²；

t——仓壁混凝土厚度，mm。

钢筋混凝土贮仓温度应力的计算结果，均应乘以刚度折减系数。当构件不出现裂缝时，刚度折减系数为 0.85。季节温差产生的温度应力，刚度折减系数为 0.2～0.5；仓壁或筒壁内外温差产生的温度应力，刚度折减系数为 0.65；当构件出现裂缝时，按控制裂缝的开展宽度进行刚度折减；仓壁的低温侧受拉。

贮仓内表面温度大于 200℃时，应采取隔热、降温措施使其低于 200℃。设计时采用温度作用下折减后的钢筋及混凝土强度的设计值及其弹性模量等参数。

温度作用下混凝土强度设计值的折减系数可按表 14-25，温度作用下混凝土弹性模量 E_c 的折减系数 β_h 可按表 14-26。温度作用下钢筋强度设计值折减系数 γ_g 可按表 14-27，温度作用下钢筋弹性模量折减系数 β_g 可按表 14-28。

表 14-25　温度作用下混凝土强度设计值的折减系数

温度（℃）	20	60	100	150	200
γ_c	1	0.85	0.80	0.75	0.65

续表

温度（℃）	20	60	100	150	200
γ_t	1	0.80	0.70	0.60	0.50

注 γ_c、γ_t各为温度作用下混凝土的轴心抗压、轴心抗拉强度的折减系数。

表 14-26 温度作用下混凝土弹性模量 E_c 的折减系数 β_h

温度（℃）	20	60	100	150	200
β_h	1.0	0.85	0.75	0.65	0.55

表 14-27 温度作用下钢筋强度设计值折减系数 γ_g

钢筋种类	钢筋温度（℃）				
	20	60	100	150	200
未冷拉	1.0	1.0	1.0	0.9	0.85
冷拉	1.0	1.0	0.9	0.85	0.8

表 14-28 温度作用钢筋弹性模量折减系数 β_g

钢筋种类	钢筋温度（℃）				
	20	60	100	150	200
未冷拉	1.0	1.0	1.0	0.97	0.95
冷拉	1.0				

7. 荷载效应组合

（1）承载能力极限状态计算荷载组合。

1）进行贮仓结构承载能力极限状态计算时，取荷载组合效应的基本组合，按式（14-71）计算。

$$\gamma_0 S_d \leqslant R_d \tag{14-71}$$

式中 γ_0——结构重要性系数应取 1.0；

S_d——荷载组合效应的设计值；

R_d——结构构件抗力的设计值。

2）筒仓荷载效应基本组合的各种取值应符合下列规定：

a. 永久荷载控制的组合，永久荷载与可变荷载取全部；

b. 可变荷载效应控制的组合，永久荷载及可变荷载效应中起控制作用的可变荷载取全部。

3）当荷载组合为基本组合时，永久荷载分项系数可按下列规定采用。

a. 永久荷载效应对结构不利时，分项系数可取 1.2；仓上、仓下的其他平台可取 1.35；对结构有利时，分项系数不大于 1.0。

b. 筒仓温度作用的分项系数取 1.2。

4）当荷载组合为基本组合时，可变荷载分项系数按下列规定采用：

a. 贮料荷载分项系数应取 1.3。

b. 其他可变荷载效应分项系数可取 1.4，标准值大于 $4kN/m^2$ 的楼面活荷载分项系数可取 1.3。

c. 灰库温度作用的分项系数取 1.3。

5）可变荷载组合值系数采用下值：

a. 楼面活荷载及其他可变荷载，按等效均布荷载取值时，组合值系数可取 0.5～0.7；屋面雪荷载组合系数不小于 0.7；按实际荷载取值时采用 1.0。

灰库温度作用的组合系数取值，对于非预应力结构采用 0.7，对于预应力结构组合取 1.0。

b. 筒仓无顶盖且贮料重按实际重量取值时，贮料荷载组合值系数应取 1.0，有顶盖时可取 0.9。

6）筒仓构件抗震验算时，构件的地震作用效应和其他荷载效应的基本组合，只考虑全部荷载代表值和水平地震作用的效应。

a. 计算重力荷载代表值的效应时，除贮料荷载外，其他重力荷载分项系数可取 1.2。

b. 当重力荷载对构件承载能力有利时，其分项系数不应大于 1.0。

c. 在计算水平地震作用效应时，地震作用分项系数应取 1.3。水平地震作用的标准值应乘以相应的增大系数或调整系数。

（2）正常使用极限状态计算荷载组合。在按正常使用极限状态计算贮仓结构及构件时，应采用荷载效应的标准或准永久组合，准永久值系数取 0.8，按式（14-72）计算。

$$S_d \leqslant C \tag{14-72}$$

式中 C——结构或结构构件达到正常使用要求的规定限值，如变形、裂缝、应力、振幅及加速度等限值，应按本规范及贮仓使用相关工艺要求的规定采用。各荷载均取荷载效应的标准值。

（3）常见的荷载组合。下列组合中，温度作用效应组合按可变荷载考虑，如果在具体设计时温度作用效应按永久荷载考虑，则相应调整。

1）永久荷载效应控制的组合：

$1.35S_{Gk}+1.3S_{Mk}+1.3\times0.7S_{Tk}$

$1.35S_{Gk}+1.4\times0.7S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

$1.35S_{Gk}+1.3S_{Mk}+1.3\times0.7S_{Tk}+1.4\times0.7S_{Qk}+0.84S_{Wk}$

2）可变荷载效应控制的组合：

$1.2S_{Gk}+1.3S_{Mk}+1.3\times0.7S_{Tk}$

$1.2S_{Gk}+1.3S_{Mk}+1.3S_{Tk}$

$1.2S_{Gk}+1.3S_{Mk}+1.3\times0.7S_{Tk}+1.4\times0.7S_{Qk}+1.4\times0.6S_{Wk}$

$1.2S_{Gk}+1.3S_{Mk}+1.3S_{Tk}+1.4\times0.7S_{Qk}+1.4\times0.6S_{Wk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}+1.4\times0.6S_{Wk}$

$1.2S_{Gk}+1.4S_{Qk}+1.4\times0.6S_{Wk}+1.3S_{Mk}+1.3\times0.7S_{Tk}$

$1.0S_{Gk}+1.3S_{Mk}+1.3\times0.7S_{Tk}$

$1.0S_{Gk}+1.3S_{Mk}+1.3S_{Tk}$

$1.0S_{Gk}+1.3S_{Mk}+1.3\times0.7S_{Tk}+1.4\times0.7S_{Qk}+1.4\times0.6S_{Wk}$

$1.0S_{Gk}+1.3S_{Mk}+1.3S_{Tk}+1.4\times0.7S_{Qk}+1.4\times0.6S_{Wk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Qk}+1.4\times0.6S_{Wk}$

$1.0S_{Gk}+1.4S_{Qk}+1.4\times0.6S_{Wk}+1.3S_{Mk}+1.3\times0.7S_{Tk}$

3）地震作用效应控制的组合：

$1.2S_{GE}+1.3S_{EHk}+1.3S_{Mk}+1.3\times0.7S_{Tk}$

$1.0S_{GE}+1.3S_{EHk}+1.3S_{Mk}+1.3\times0.7S_{Tk}$

$1.2S_{GE}+1.3S_{EHk}+1.2S_{Mk}+1.3\times0.7S_{Tk}$

$1.0S_{GE}+1.3S_{EHk}+1.0S_{Mk}+1.3\times0.7S_{Tk}$

4）准永久组合：

$S_{Gk}+S_{Mk}+\psi_T S_{Tk}+\psi_q S_{Qk}$

式中　S_{Gk}——永久荷载标准值效应；

S_{Mk}——贮料荷载标准值效应；

S_{Tk}——温度作用标准值效应；

S_{Qk}——其他活荷载标准值效应，包括屋面活荷载或雪荷载、设备荷载等；

S_{Wk}——风作用标准值效应；

S_{GE}——重力荷载代表值标准值效应，不含贮料荷载效应；

S_{EHk}——水平地震作用标准值效应；

ψ_T——温度作用的准永久值系数，取 0.8；

ψ_q——其他活荷载的准永久值系数，按 GB 50009《建筑结构荷载规范》的规定取用。

（二）计算要求

1. 一般要求

（1）承载能力极限状态设计应满足下列要求：

1）所有结构构件均应进行承载力计算。对于薄壁构件尚应计算水平、竖向及其控制构件安全部位的截面承载力；使用软件计算的结果，应按贮仓结构的受力特性进行分析，确认其合理性、可靠性后，方可作为工程设计的依据。

2）贮仓进行倾覆稳定或滑动稳定计算时，其抗滑稳定安全系数取 1.3；高度与外径比大于等于 1.5 的筒仓，倾覆稳定安全系数取 1.5，高度与外径比小于 1.5 时，倾覆稳定安全系数取 1.3。永久荷载分项系数取 0.9。

3）基底边缘处地基的最小压应力值如果不大于零时，应验算贮仓的整体抗倾覆稳定，应采用荷载效应的设计值。

贮仓按承载能力极限状态设计时，其荷载、材料强度等级应采用设计值。

（2）正常使用极限状态设计应满足如下要求：

1）应根据使用要求控制贮仓的整体变形。仓壁、漏斗壁的厚度满足式（14-48）与式（14-49）时可不进行挠度验算，贮仓的其他构件应进行抗裂、裂缝宽度及受弯构件的挠度验算。

2）应控制仓壁、仓底的裂缝宽度。

3）对于干旱少雨，年降水量少于蒸发量，相对湿度小于 10%的地区，且贮料的含水量小于 10%的筒仓，最大裂缝宽度 w_{max} 的允许值为 0.3mm。

4）对于受人为或自然侵蚀性物质严重影响的贮仓，应严格按不出现裂缝的构件计算。

5）其他条件的筒仓，最大裂缝宽度 w_{max} 的允许值为 0.2mm。

6）裂缝宽度的计算应按我国现行标准 GB 50010《混凝土结构设计规范》进行。

（3）筒仓的抗震设计应满足如下要求：

贮仓抗震设防时，可按底部剪力法进行抗震验算；

建筑抗震设防分类，不应低于丙类；

当圆形贮仓的仓壁与仓底整体连接时，仓壁、仓底可不进行抗震验算；

仓下支承结构为柱支承时，可按单质点结构体系简化计算；

筒壁支承筒仓的仓上建筑物地震作用增大系数可取 4.0。

2. 仓顶、仓壁及仓底结构

圆形贮仓的仓顶、仓壁及仓底结构的计算，应符合下列要求：

（1）圆形贮仓或圆形浅仓的薄壳结构构件，均应计算其薄膜内力。当仓顶采用正截锥壳、正截球壳或其他型式的薄壳壳体与仓壁整体连接或仓壁与仓底整体连接时，相连各壳体尚应计算其边缘效应。圆形贮仓各旋转薄壳壳体在轴对称荷载作用下的薄膜内力可按照 GB 50077 中公式计算，其仓壁计算简图见图 14-139。

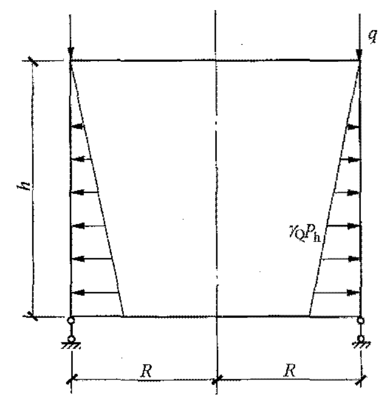


图 14-139　贮仓仓壁计算简图

（2）圆形贮仓的仓壁（包括筒壁落地的圆形浅仓）

开有直径大于 1.0m 的圆洞、边长大于 1.0m 的方洞及其短边大于 1.0m 的矩形洞，除应计算筒口边缘的应力外还必须验算洞口角点的集中应力，无特殊载荷时，集中应力可近似采用洞口边缘应力的 3～4 倍。可使用程序进行精确计算，也可以按照 GB 50077 中相应条款计算。

（3）仓壁直接落地的圆形贮仓或圆形浅仓，当其与基础整体连接时，仓壁除按薄壁筒壳的薄膜理论计算外，尚应计算其与基础连接部位基础对仓壁约束的边界效应。

3. 仓下支承结构及基础

（1）仓下支承结构的计算，应符合下列规定：

1）当仓下支承结构采用筒壁或带壁柱的筒壁，按承载能力极限状态设计时，应验算其水平截面的承载力。验算带壁柱的筒壁水平截面承载力时，壁柱顶端承受的集中荷载可按45°扩散角向两边的筒壁扩散，同时尚应验算壁柱顶面的局部受压承载力。

2）在筒壁或仓壁落地的圆形浅仓仓壁上开有宽度大于 1.0m 的洞口时，洞口上下方的筒壁或仓壁应计算其在竖向荷载作用下的内力，在洞口的角点部位，尚应验算集中应力，其计算方法可按照 GB 50077 中相应条款。

3）当洞口间筒壁的宽度小于或等于 5 倍壁厚时，应按柱进行计算。其计算长度可取洞高的 1.25 倍。

（2）按承载能力极限状态设计贮仓基础时，应采用基本组合并应符合下列规定：

1）筒仓基础不计散料的冲击荷载效应；

2）整体相连的群仓基础，应取空仓、满仓的荷载效应组合；

3）基底边缘处地基的最小压应力值应大于零；

4）同一贮仓基础下的地基条件应相同，无法避免时应对其进行处理。

（3）按正常使用极限状态设计贮仓基础时，应取标准组合；严格控制因倾斜造成的仓顶侧移及地基沉降值，在满足工艺要求的条件下，其倾斜率不应大于 0.004，平均沉降量不宜大于 200mm。

（4）在 7 度及以上抗震设防区，筒壁作为仓体支承结构时，其同一水平截面的开洞面积，不应大于其总面积的 50%。最大洞孔的圆心角不应大于 70°，相邻洞口间的筒壁宽度，不应小于壁厚的 5 倍。

（5）贮仓地基承载力的取值可不计入宽度修正系数；群仓地基持力层、下卧层的计算及验算，应计入空、满仓及仓体附近大面积堆载的影响。

（6）建在黏土及软岩地基上的贮仓，应估算贮仓在施工期间及投产前，因施工荷载及筒仓自重等作用，岩土固结产生的地基沉降量对贮仓使用后沉降控制总变形值的影响。

4. 筒仓仓壁预应力

（1）圆形筒仓仓壁上的预应力可采用无粘结后张拉预应力、有粘结后张拉预应力及缓粘结预应力。预应力混凝土筒仓仓壁按现行 GB 50010《混凝土结构设计规范》和 JGJ 92《无粘结预应力混凝土结构技术规程》计算进行承载能力极限状态和正常使用极限状态计算。预应力混凝土筒仓仓壁也可参考本章第七节五、整体式预应力圆形煤场挡煤墙结构进行计算。

（2）预应力混凝土筒仓的仓壁在正常使用极限状态下，进行裂缝控制验算时，根据使用条件及不同工况的要求施加预应力，可按其大小分别采用全预应力、有限预应力或部分预应力进行计算。

1）全预应力或称一级裂缝控制的混凝土筒仓仓壁，在正常使用极限状态条件下严格要求不出现裂缝，混凝土的受拉边缘不应出现拉应力。根据筒仓的具体条件选择适宜的预应力强度比 λ。全预应力计算采用标准组合值。

2）有限预应力或称二级裂缝控制的混凝土筒仓仓壁，在正常使用极限状态条件下仓壁可不出现裂缝，允许混凝土的边缘纤维产生有限的拉应力，但其值不应大于混凝土轴心抗拉强度的标准值。根据筒仓的具体条件选择适宜的预应力强度比 λ。计算采用标准组合值。

3）部分预应力或称三级裂缝控制的混凝土筒仓仓壁，在正常使用极限状态条件下，宜采用长期荷载效应的标准组合值，允许其受拉区出现控制裂缝，裂缝的最大允许宽度应根据使用要求确定，并选择适宜的预应力强度比 λ。

（3）部分预应力混凝土筒仓仓壁按基本组合时，在可变荷载效应控制条件下，仓壁混凝土中不应出现拉应力。在按基本组合荷载效应控制最不利的条件下，仓壁混凝土中允许出现拉应力。

（4）预应力混凝土筒仓仓壁的预应力强度比，应根据仓壁的受力条件、结构特点、贮料特性、使用工况、裂缝控制等级及抗震设防烈度等选择。强度比的公式如下：

$$\lambda = \frac{f_{py}A_p}{f_{py}A_p + f_yA_s} \tag{14-73}$$

式中 λ——预应力强度比；

A_p——受拉区预应力筋截面面积；

A_s——受拉区非预应力筋截面面积；

f_{py}——预应力筋的抗拉强度设计值；

f_y——非预应力筋的抗拉强度设计值。

（5）预应力混凝土筒仓仓壁的预应力强度比（预应力度）宜控制在 0.50～0.65，不宜大于 0.75，仓壁由上至下的不同区段宜采用不同的预应力度。

四、构造要求

1. 仓壁和筒壁

（1）仓壁和筒壁的混凝土强度等级不应低于C30，并应满足耐久性要求。按承载能力极限状态控制配筋时，宜采用HRB400、HRB500钢筋，按正常使用极限状态控制配筋时，不宜采用HRB400、HRB500钢筋。

筒仓钢筋保护层的厚度不应小于30mm。应采取措施增强混凝土的密实性、耐久性，严禁采用掺加氯化物的添加剂。

（2）仓壁和筒壁的厚度不宜小于150mm，当采用滑模施工时，不应小于160mm。对于直径大于或等于6.0m的筒仓，仓壁和筒壁的内、外侧各应配置双向（水平、竖向）钢筋。

（3）仓壁和筒壁的钢筋严禁采用并筋配置。

（4）水平钢筋的直径不宜小于10mm，且不宜大于25mm；钢筋间距不应大于200mm，钢筋净距不应小于50mm。不能满足以上规定时，应调整仓壁或筒壁的截面或采用预应力混凝土结构。

（5）水平钢筋的接头，在施工能确保质量的前提下，可采用焊接或机械连接。当采用绑扎接头时，搭接长度不应小于50倍钢筋直径，接头位置应错开布置。错开的距离：水平方向不应小于一个搭接长度，也不应小于1.0m；在同一竖向截面上每隔三根钢筋允许有一个接头。

（6）仓壁水平钢筋总的最小配筋率均为0.3%；筒壁水平配筋总的最小配筋率应为0.25%。

（7）仓壁或筒壁的竖向钢筋直径不宜小于10mm。钢筋间距应满足以下要求：

外仓仓壁不应少于每米三根；群仓的内仓仓壁不应少于每米两根；筒壁不应少于每米三根；仓壁落地式筒仓的仓壁与底板整体连接时，应按固端约束配置钢筋。

（8）仓壁或筒壁竖向钢筋总的最小配筋率，应符合下列规定：

外仓仓壁，在仓底以上1/6仓壁高度范围内应为0.4%，其以上可为0.3%，如图14-140所示；群仓的内仓仓壁应为0.2%；筒壁应为0.4%。

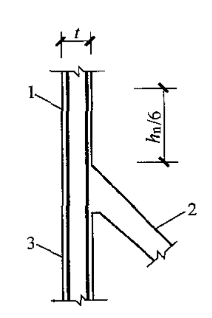


图14-140　仓底与仓壁交接处竖向钢筋0.4%配筋率范围示意

1—仓壁；2—仓底（漏斗）；3—筒壁

（9）竖向钢筋的接头，在施工能确保质量的前提下，可采用焊接或机械连接。当采用绑扎接头时，光面钢筋搭接长度不应小于40倍钢筋直径，可不加弯钩。变形钢筋的搭接长度不应小于35倍钢筋直径。接头位置应错开布置，在同一水平截面上每隔三根允许有一个接头。

（10）仓壁或筒壁在环向每隔2～4m应设置一个两侧平行的焊接骨架，如图14-141所示。骨架的水平钢筋直径宜为6mm，间距应与仓壁或筒壁水平钢筋相同。此时骨架的竖向筋可代替仓壁和筒壁的竖向钢筋。

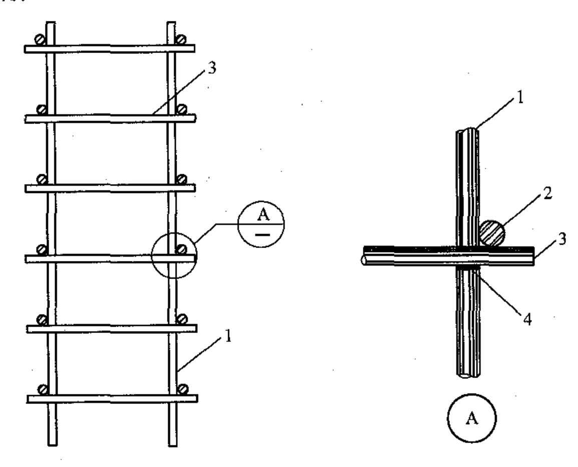


图14-141　焊接骨架示意图

1—骨架竖向筋；2—仓壁水平筋；3—骨架水平筋；4—焊缝

当仓底与仓壁整体连接时，在距仓底以上1/6的仓壁高度范围内，宜在水平和竖向两个方面的内外两层钢筋之间，每隔500～700mm设置一根直径4～6mm的连系筋，如图14-142所示。

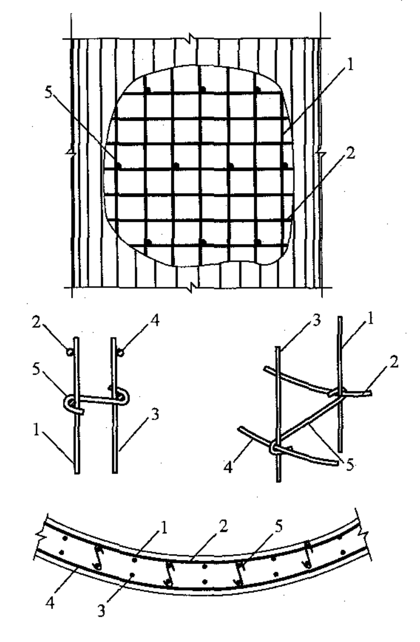


图14-142　连系筋示意图

1—内侧竖向筋；2—内侧水平筋；3—外侧竖向筋；4—外侧水平筋；5—连系筋

（11）除有特殊措施外，在水平钢筋上不应焊接其他附件。水平钢筋与竖向钢筋的交叉点应绑扎，严禁焊接。

（12）在群仓的仓壁与仓壁、筒壁与筒壁的连接处，应配置附加水平钢筋，其直径不宜小于 10mm，间距应与仓壁、筒壁的水平钢筋相同。附加水平钢筋应伸到仓壁或筒壁内侧，其锚固长度不应小于 35 倍钢筋直径，如图 14-143 所示。

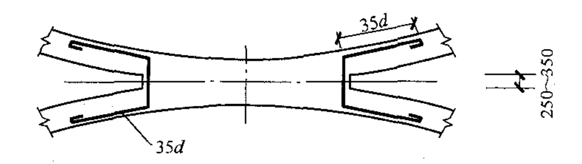


图 14-143　群仓连接处附加水平钢筋示意

2. 洞口及漏斗

（1）除仓壁落地的圆形浅仓外，在仓壁上开设的洞口宽度和高度均不宜大于 1.0m，并应按下列规定在洞口四周配置附加构造钢筋：

1）洞口上下每边附加的水平钢筋面积不应小于被洞口切断的水平钢筋面积的 0.6 倍。洞口左右每侧附加的竖向钢筋面积不应小于被洞口切断的竖向钢筋面积的 0.5 倍。

2）洞口附加钢筋的配置范围。水平钢筋应为仓壁厚度的 1～1.5 倍；竖向钢筋应为仓壁厚度的 1.0 倍。配置在洞口边的第一排钢筋数量不应少于三根，如图 14-144（a）所示。

3）附加钢筋的锚固长度。水平钢筋自洞边伸入长度不应小于 50 倍钢筋直径，也不应小于洞口高度；竖向钢筋自洞边伸入长度不应小于 35 倍钢筋直径。

4）在洞口四角处的仓壁内外层各配置一根直径不小于 16mm 的斜向钢筋，其锚固长度两边应各为 40 倍钢筋直径。

5）当采用封闭钢框代替洞口的附加构造筋时，洞口每边被切断的水平和竖向钢筋均应与钢框有可靠的连接，如图 14-144（b）所示。

（2）在筒壁或圆形浅仓的仓壁上开设洞口时，应按下列规定在洞口四周配置附加构造钢筋：

当洞口宽度小于 1.0m，而且在洞顶以上高度等于洞宽的范围内无集中和均布荷载（不包括自重）作用时，洞口每边附加钢筋的数量不应少于两根，直径不应小于 16mm。

当筒壁或圆形浅仓的仓壁洞口宽度大于 1.0m 小于 4.0m 时，应按洞口的计算内力配置洞口钢筋；但每边配置的附加构造钢筋数量不应少于两根，直径不应小于 16mm。

洞口周边配筋及四角配置的斜向钢筋，应按第（1）款要求确定。

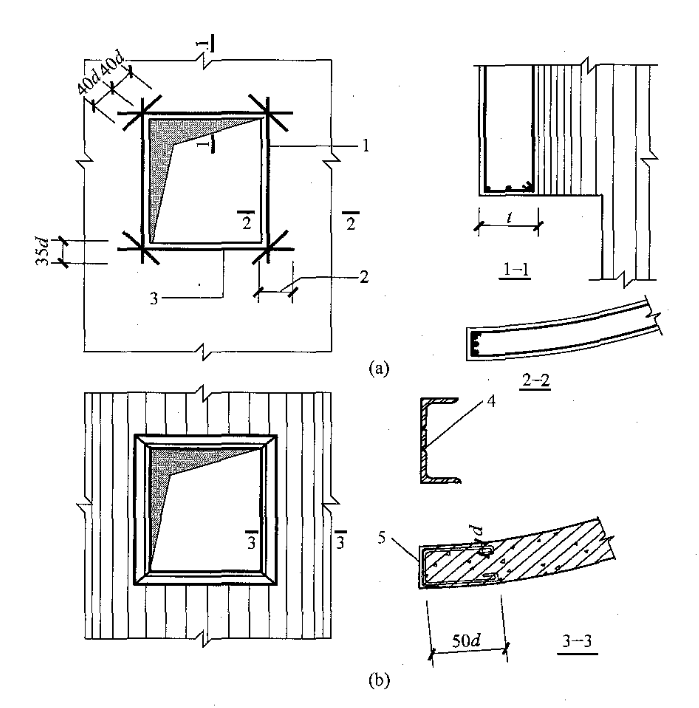


图 14-144　仓壁洞口构造示意图

（a）洞口配筋；（b）洞口加钢框

1—0.5 倍洞口切断的竖向钢筋；2—50d 且不小于洞口高度；3—0.6 倍洞口切断的水平钢筋；4—可用角钢或钢板焊成的组合件代替槽钢；5—槽钢埋件

仓底以下通过车辆或胶带输送机的洞口，其宽度均大于或等于 3.0m 且不满足第（1）款要求时，宜在洞口两侧设扶壁柱，其截面不宜小于 400mm×600mm，如图 14-145 所示，并按柱的构造配置钢筋，柱上端伸到洞口以上的长度不应小于 1.0m。洞口扶壁柱总的最小配筋率不宜小于 0.6%。

当洞口通过计算满足设计要求，且对周边筒壁采取构造配筋后，可不设置扶壁柱。

（3）相邻洞口间狭窄筒壁宽度不应小于 3 倍壁厚，也不应小于 500mm。当狭窄筒壁的宽度小于或等于 5 倍壁厚时，应按柱构造配置钢筋，如图 14-146 所示，其配筋量应按计算确定且箍筋不小于ϕ8@200。

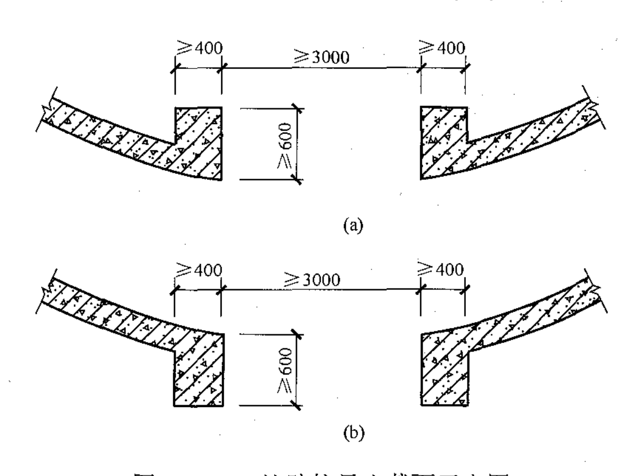


图 14-145　扶壁柱最小截面示意图

（a）扶壁柱设在洞口内侧；（b）扶壁柱设在洞口外侧

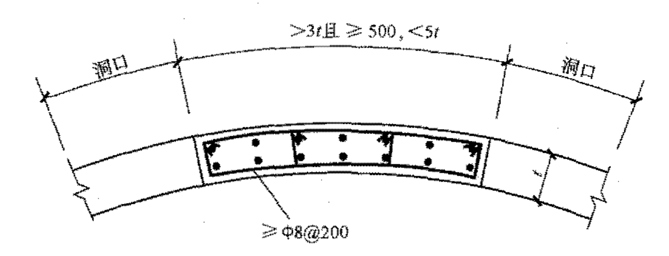


图 14-146 狭窄筒壁配筋示意图

（4）漏斗壁混凝土的强度等级不应低于 C30，受力钢筋的混凝土保护层不应小于 30mm。

（5）漏斗壁的厚度不应小于 150mm，应配置内外层钢筋。受力钢筋的直径不应小于 8mm，间距不应大于 200mm，也不应小于 70mm。

（6）圆锥形漏斗的环向或径向钢筋、角锥形漏斗的水平或斜向钢筋的总最小配筋率，均不应小于 0.3%。贮存 60～100℃热贮料的漏斗仓的仓壁，总配筋率不宜小于 0.4%。

（7）圆锥形漏斗的径向钢筋，不宜采用绑扎接头，钢筋应伸入到漏斗顶部环梁或仓壁内，其锚固长度不应小于 50 倍的钢筋直径，如图 14-147 所示。当环向钢筋采用绑扎接头时，搭接长度不应小于 50 倍的钢筋直径，接头位置应错开布置。错开的距离：水平方向不应小于一个搭接长度，也不应小于 1.0m；在同一竖向截面上每隔三根钢筋允许有一个接头。

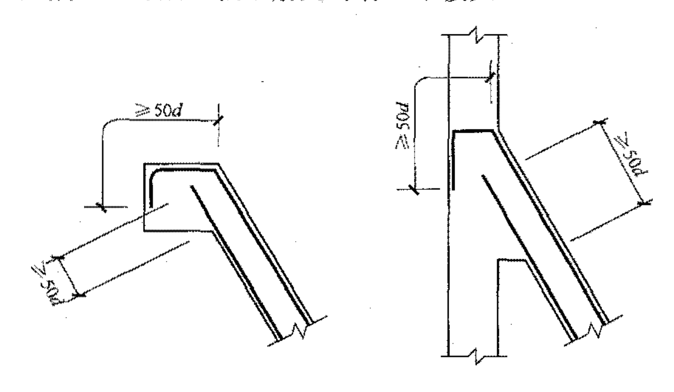


图 14-147 漏斗壁斜向钢筋锚固长度示意图

（8）角锥形漏斗宜采用分离式配筋，漏斗的斜向钢筋应伸入到漏斗上口边梁或仓壁内，其锚固长度不应小于 50 倍的钢筋直径，如图 14-147 所示。

（9）角锥形漏斗四角的吊挂骨架钢筋，其直径不应小于 18mm，钢筋上端应伸入到漏斗支承构件内，其锚固长度不应小于 50 倍的钢筋直径。当漏斗斜壁通过其顶部的边梁或竖壁将漏斗荷载传递到支承柱顶上时，其四角吊挂筋（骨架筋）可按构造设置。

（10）漏斗下口边梁的最小宽度不应小于 200mm，其水平钢筋的搭接长度不应小于 35 倍的钢筋直径，也可焊接成封闭状。边梁箍筋直径采用 8～10mm，边梁构造如图 14-148 所示。

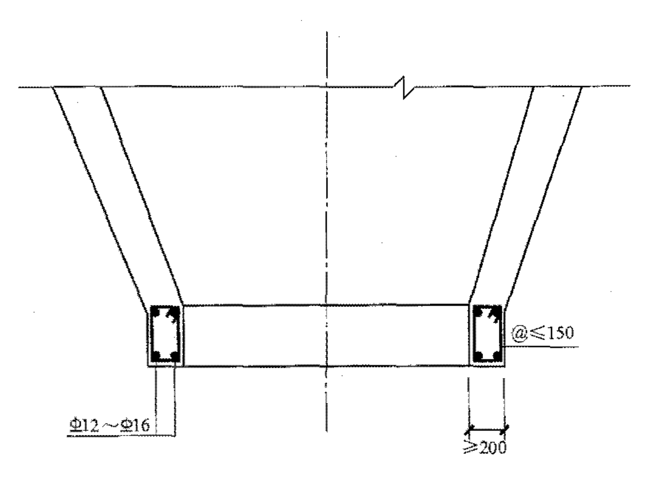


图 14-148 边梁构造

3. 仓下支承结构

（1）钢筋混凝土筒仓的仓下支承结构宜采用筒壁与漏斗整体连接，筒壁与内柱共同支承的方式；也可采用筒壁与漏斗非整体连接，内筒壁与内柱共同支承方式。对于位于抗震区的圆形筒仓，其仓下支承结构宜选用筒壁支承或筒壁与内柱共同支承的方式。

（2）贮仓下钢筋混凝土支承柱的纵向钢筋总配筋率，不应大于 2%。

（3）地震区贮仓下钢筋混凝土支承柱的纵向配筋率，应满足表 14-29 的要求。其中贮仓单仓的周边支承柱按角柱考虑。

表 14-29 支承柱纵向配筋最小配筋率

设计烈度	中柱及边柱	角柱
7 度	0.7%	0.9%
8 度	0.7%	0.9%
9 度	0.9%	1.1%

（4）地震区贮仓下支承结构为柱支承时，在柱与仓壁或环梁交接处及其以下部位，以及柱与基础交接处及其以上部位，箍筋的配筋直径为：7 度，不小于 8mm；8 度或 9 度时，不小于 10mm。距上下交接处不小于柱截面长边或柱净高的 1/6，且不小于 1m 的长度范围内，箍筋间距应为 100mm。

4. 柱及环梁

（1）仓下支承柱的纵向钢筋的总配筋率不宜大于 2%且不应大于 4%。

（2）当仓底选用单个吊挂圆锥形漏斗，仓下支承结构为筒壁支承时，漏斗顶部钢筋混凝土环梁的高度可取 0.06～0.10 倍的筒仓直径。环梁内环向钢筋面积不应小于环梁计算截面的 0.4%，环向钢筋应沿梁截面周边均匀配置，如图 14-149 所示。

（3）圆形筒仓的环梁一般连续支承于筒壁上，仓

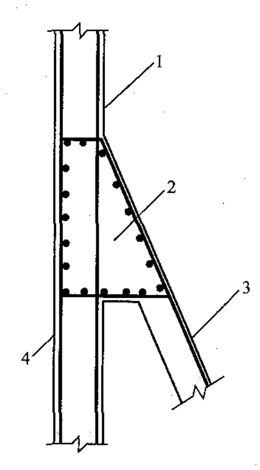


图 14-149　漏斗顶部仓壁环梁配筋示意图

1—仓壁；2—环梁；3—仓底（漏斗）；4—筒壁

壁和和筒壁能阻止梁的变形，故弯矩和扭矩可忽略不计。因此该环梁可按承受贮料的水平压力及漏斗径向拉力的水平分力来计算，漏斗径向拉力由自重及贮料压力引起。环梁高度取（0.06～0.1）D（D为漏斗口内径），宽度不宜小于 500mm。环梁的环向钢筋不应小于环梁计算面积的 0.4%，沿梁截面周边均匀配置。

5. 内衬与防护

（1）仓体内表面应根据贮料容重、温度、粒径、硬度、落料高度、进出料方式及对漏斗壁光滑度等要求，设置相应的耐磨、助滑、隔热及防冲击层。

（2）仓壁或仓底受贮料冲击磨损轻微的部位，可将受力钢筋的混凝土保护层加厚 20mm 兼作内衬。

（3）仓壁或仓底受贮料冲击、磨损严重或直接受冲击的部位，严禁以结构的面层代替内衬，应选用抗冲耐磨性能好的材料做内衬，内衬应选用钢轨、锰钢板、与仓壁粘结牢固的陶瓷衬板、压延微晶板或铸石板等；抗冲击的内衬应设置弹性缓冲层；当使用条件允许时，仓底可采用死料作为内衬；卸料口处的内衬应考虑易于更换；内衬不应使用耐热性差、易燃且易脱落的聚酯材料。

（4）火力发电厂中，在筒仓仓底范围内可采用辉绿岩铸石板作为耐磨面层，铸石板厚度约为 35mm，采用呋喃树脂胶泥镶砌，铸石板与胶泥总厚度不得超过 50mm，如图 14-150（a）所示；灰库仓壁内侧常采用耐热浇筑料作为灰库隔热层，耐热浇筑料的密度 950～1050kg/m^3，抗压强度不小于 8MPa，导热系数不大于 0.35W/（m·K）。浇筑料厚度根据计算确定，一般取 150mm 厚，如图 14-150（b）所示。

6. 抗震构造

（1）当仓下支承结构为柱支承时，柱箍筋应全高加密，并应符合下列规定：

7 度时箍筋直径不小于 8mm；8 度、9 度时箍筋直径不小于 10 mm。

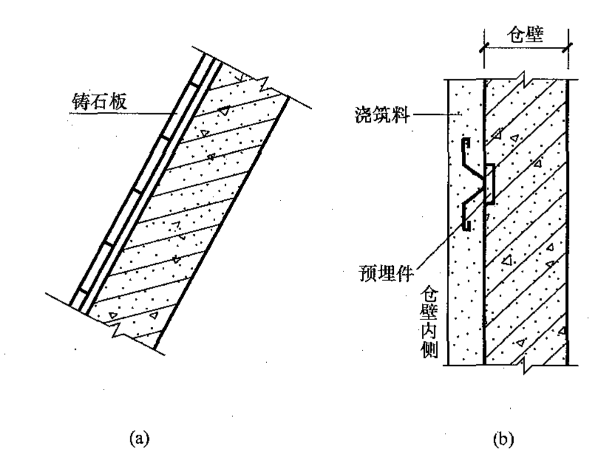


图 14-150　贮仓常用内衬示意图

（a）铸石板内衬；（b）浇筑料内衬

柱纵向钢筋总的最小配筋率：7 度、8 度时取 0.8%，9 度时取 1.0%。

（2）筒壁支承的筒仓，防震缝的宽度不应小于 100mm，防震缝尚应满足结构地震侧移变形的要求。

（3）作用在岩石地基上的筒仓基础，当筒仓的竖向自振周期与岩石层竖向主震周期（0.05～0.1s）发生共振作用时，应采取缓冲措施。

（4）地基液化层厚度大于摩擦桩桩长的 30% 时，应加大桩的长度。承台应埋入地下，或按抗震类别选用其他消除液化的可靠措施。

（5）钢筋混凝土筒承式筒仓的支承筒壁应符合下列规定：

筒壁厚度，抗震设防烈度为 6 度、7 度时不宜小于 160mm，8 度、9 度时不宜小于 180mm。

筒壁应配置双层钢筋，其水平或竖向钢筋总的最小配筋率均不宜小于 0.4%。内、外层钢筋应设置拉筋，直径不宜小于 6mm；在抗震设防烈度 6 度、7 度时，间距不宜大于 700mm，8 度、9 度时，间距不宜大于 500mm。

筒壁的孔洞宜对称布置，每个孔洞的圆心角不宜大于 70°；筒壁在同一水平截面内开洞总的圆心角，在抗震设防烈度 6 度、7 度时不应大于 180°，8 度、9 度时分别不宜大于 160°和 140°。

洞口边长小于 1m 时，洞口每边的附加钢筋均不应小于 2Φ16，且不应少于洞口切断钢筋截面面积的 60%，洞口四角的斜向钢筋均不应少于 2Φ16；洞口边长不小于 1m 时，洞口四周应设置加强框，加强框的每边配筋量不应少于洞口切断钢筋截面面积的 60%，加强框的四角也应配置斜筋。

支承筒壁开洞宽度大于或等于 3m 时，应按筒壁实际应力分布进行配筋。洞口两侧设置壁柱时，其截面不宜小于 400mm×600mm，柱的上端应伸入仓壁中，

并应按柱的构造要求配置钢筋，总的配筋率不宜小于0.6%。

相邻洞口间筒壁的宽度不应小于壁厚的3倍，且不应小于500mm；当筒壁宽度为壁厚的3～5倍时，应按支承柱的规定配置钢筋，其配筋量应按计算确定，并应满足相应的抗震构造措施。关于支承柱的规定可按GB 50191执行。

7. 预应力贮仓构造

（1）混凝土筒仓仓壁应结合所配置的预应力筋配置环向及竖向的非预应力钢筋。其最小配筋率均不应小于0.4%，间距不大于300mm。

（2）仓壁有粘结预应力筋孔道灌浆宜采用压力灌浆或真空辅助灌浆。预应力的孔道灌浆，宜采用强度等级不低于42.5级普通硅酸盐水泥或复合水泥拌制的水泥浆。其水灰比不应大于0.42，拌制后3h泌水率不宜大于2.0%，且不应大于3.0%，泌水应在24h内全部被水泥浆吸收。锚固区采用后浇微膨胀混凝土或无收缩砂浆。

（3）预应力筋除应满足表14-30～表14-32的规定外，宜采用高强度低松弛的钢绞线或消除了应力的钢丝束，钢绞线的性能尚应符合现行国家标准GB/T 5224《预应力混凝土用钢绞线》的规定。钢绞线制作的无粘结预应力筋的质量要求，应符合现行行业标准JG 161《无粘结预应力钢绞线》及JG 3007《无粘结预应力筋专用防腐油脂》的规定。

表14-30　预应力筋强度标准值　（N/mm^2）

预应力筋种类	符号	d（mm）	f_{ptk}
1×7钢绞线	ϕ^S	9.5、12.7、15.2、17.8	1720、1860
		21.6	1860
消除应力钢丝	ϕ^P	5、7、9	1570
		5	1860
		9	1470

表14-31　预应力筋强度设计值　（N/mm^2）

预应力筋种类	符号	f_{ptk}	f_{py}	f'_{py}
1×7钢绞线	ϕ^S	1860	1320	390
		1720	1220	
消除应力钢丝	ϕ^P	1770	1250	410
		1670	1180	
		1570	1110	

预应力筋孔道每米长度局部偏差的摩擦系数k和预应力筋与孔道壁之间的摩擦系数μ可按表14-32。

表14-32　摩擦系数值

预应力种类	埋管及预应力筋	k	μ
有粘结预应力孔道成型方式	预埋金属波纹管	0.0015	0.25
	预埋钢管	0.0010	0.30
	塑料波纹管	0.0015	0.15
无粘结预应力	7Φ5碳素钢丝	0.0035	0.10
	Φ^S15.2钢绞线	0.0040	0.09

（4）预应力混凝土锚固区的后浇混凝土或砂浆或有粘结后张拉预应力混凝土孔道的灌浆严禁使用含有氯离子及对预应力筋、锚具及其包层或涂料有腐蚀作用的外加剂。

（5）预应力混凝土仓壁的厚度不应小于350mm，预应力筋的保护层不应小于50mm。后张拉有粘结预应力筋由其孔道壁外边缘算起，无粘结预应力筋由预应力筋的外边缘算起。预应力筋的位置宜设置在距仓壁外侧1/3壁厚处，并应符合图14-152的规定。

（6）预应力筋采用的钢丝（钢丝束）或钢绞线不应有死弯，当出现死弯时必须切断。每根预应力钢丝（束）或钢绞线应是通长的，严禁使用有接头的预应力筋。

（7）无粘结预应力筋应采用专用防腐涂料层和外包层，其质量除应符合有关的专用标准外，性能还应满足下列要求：

1）在−20～+70℃范围内，低温不脆化，高温化学稳定性好；必须具有足够的韧性、抗破损性；对周围材料（如混凝土、钢材）无侵蚀作用；防水性好，不吸湿。防腐油脂润滑性好，摩阻力小。

2）外包材料应采用挤塑型高密度聚乙烯树脂，严禁采用聚氯乙烯。

3）缓粘结钢绞线预应力筋及粘结剂应符合现行行业标准JG/T 369《缓粘结预应力钢绞线》和JG/T 370《缓粘结预应力钢绞线专用粘合剂》的规定。

（8）有粘结预应力筋的长度超过25m时宜两端张拉，超过50m时宜分段张拉和锚固。当有工程经验时，无粘结预应力筋的分段长度可适当增加。

（9）筒仓仓壁预应力筋的预留孔道宜采用金属波纹管或塑料波纹管。其规格和性能应符合现行行业标准JGJ 225《预应力混凝土用金属波纹管》及JG/T 529《预应力混凝土桥梁用塑料波纹管》的规定。预留孔道的内径应比预应力钢丝束或钢绞线的外径及需穿过孔道连接器的外径大10～15mm，预应力筋的孔道

面积宜取预应力筋净面积的 3.5～4.0 倍。在预应力筋张拉的两端（张拉端、锚固端）及预应力筋长度的中部应设置灌浆孔或排气孔。当采用压力灌浆时，其孔距不宜大于 30m。

（10）混凝土浇筑前应将预应力筋的套管或无粘结预应力筋严格固定，固定点的水平距离不宜大于 1.0m，确保在混凝土振捣时不位移、不变形；预应力筋张拉时，混凝土强度等级应达到设计值的 100%；张拉控制应力 σ_{con} 不宜大于 $0.75f_{ptk}$，也不应大于 $0.80f_{ptk}$，且不应小于 $0.40f_{ptk}$；扣除第一批预应力损失后的混凝土压应力不应大于 $0.60f_{ck}$；仓壁环向预应力筋，应自下而上在一定范围内隔圈张拉，形成整圈的各段预应力筋应同步张拉，然后自上而下地完成全部预应力筋的张拉。仓壁预应力筋的张拉应考虑到仓底板、仓顶结构及与仓壁连接构件的影响，并采取合理的施工顺序及技术措施。

（11）预应力筋张拉应采用应力控制和伸长值校核的双控。其实测伸长值与计算值的误差应在±6%以内。张拉初应力宜采用张拉控制应力的 10%～20%。对单根穿入孔道的钢绞线，应在正式张拉前，调整钢绞线的初始应力，确保钢绞线受力均匀。有粘结预应力筋应使用具有足够吨位的穿心式千斤顶进行整束张拉。集束配置的无粘结预应力筋，可采用前卡型千斤顶单根张拉。

（12）筒仓预应力筋的锚具应根据预应力筋的规格型号配套选用。对钢绞线预应力筋，张拉端宜采用夹片式锚具，固定端可采用挤压式锚具。其性能应符合现行国家标准 GB/T 14370《预应力混凝土用锚具、夹具和连接器》的规定。锚垫板及螺旋筋应根据锚具型号配套使用，必要时应进行锚固区局部承载力验算。集束配置的无粘结预应力筋宜采用钢板锚垫板。当配套群锚锚具时，钢板锚垫板的孔位应与所选锚具一一对应。

（13）无粘结预应力筋的锚具，其效率系数应大于或等于 0.95，极限拉力作用时的总应变应大于或等于 2.0%。锚具的疲劳性能应通过 200 万次循环试验。夹片锚具组件应具有符合国家标准的化学成分及力学性能证明书，其凸出或凹进混凝土表面的构造预应力筋的全长、锚具及其连接的其他部位的外包材料均应连续、封闭及防水，见图 14-151。

（14）预应力筋张拉完毕后应及时采取可靠的防腐及防火措施对锚固区进行保护。对夹片式锚具，可先切除外露无粘结预应力筋的多余长度，在锚具及承压板外表面应涂以防水涂料。

（15）圆形筒仓预应力筋的各种预应力损失值应按现行国家标准 GB 50010《混凝土结构设计规范》计算。采用分批张拉时，应计入后批张拉对先批张拉的影响。可将先批张拉控制预应力值 σ_{con} 增加 0.05 f_{ptk} 或 α_E 乘 σ_{pc} 。此处，α_E 为预应力筋弹性模量与混凝土弹性模量之比，σ_{pc} 为混凝土法向压应力。

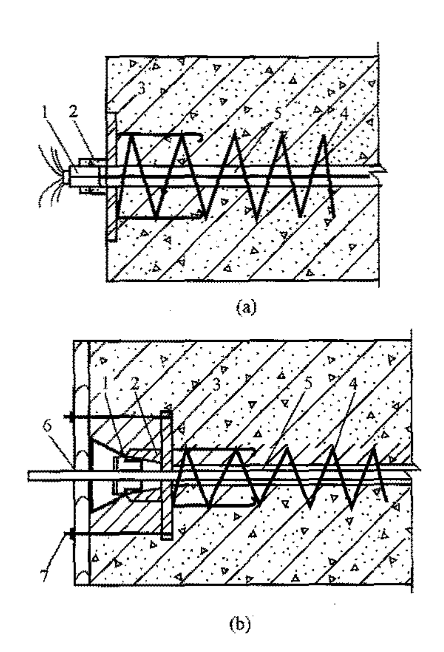


图 14-151　锚具构造示意图

（a）夹片锚具凸出混凝土表面示意图；（b）夹片锚具凹进混凝土表面示意图

1—夹片；2—锚环；3—承压板；4—螺旋筋；5—无粘结预应力筋；6—塑料塞；7—钩螺丝和螺母

（16）圆形筒仓预应力筋的平面布置可采用每一圆周水平截面 2～4 束预应力筋，见图 14-152。锚固点的数量及预应力筋的平面包角应根据筒仓直径大小确定，包角不宜小于 180°或 120°。可采用 3～8 个锚固壁柱或壁龛。按 60°分角布置的壁柱或埋入式壁龛上的锚固点示意见图 14-153。预应力束的竖向间距不宜小于 150mm，也不宜大于壁厚的 3 倍或 1.0m。有粘结预应力束的间距不宜小于孔道直径的 4 倍；预应力筋的封头，应采用等强度微膨胀细石混凝土。

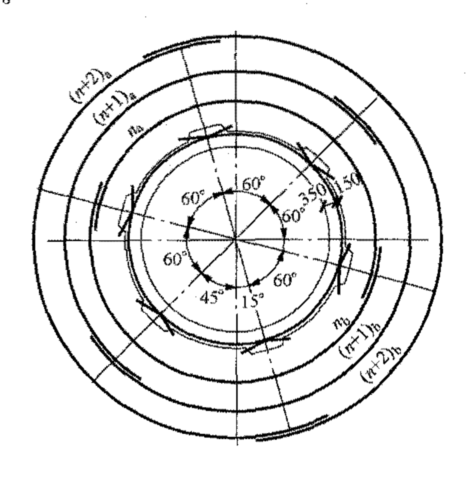


图 14-152　圆形筒仓预应力筋平面布置示意图

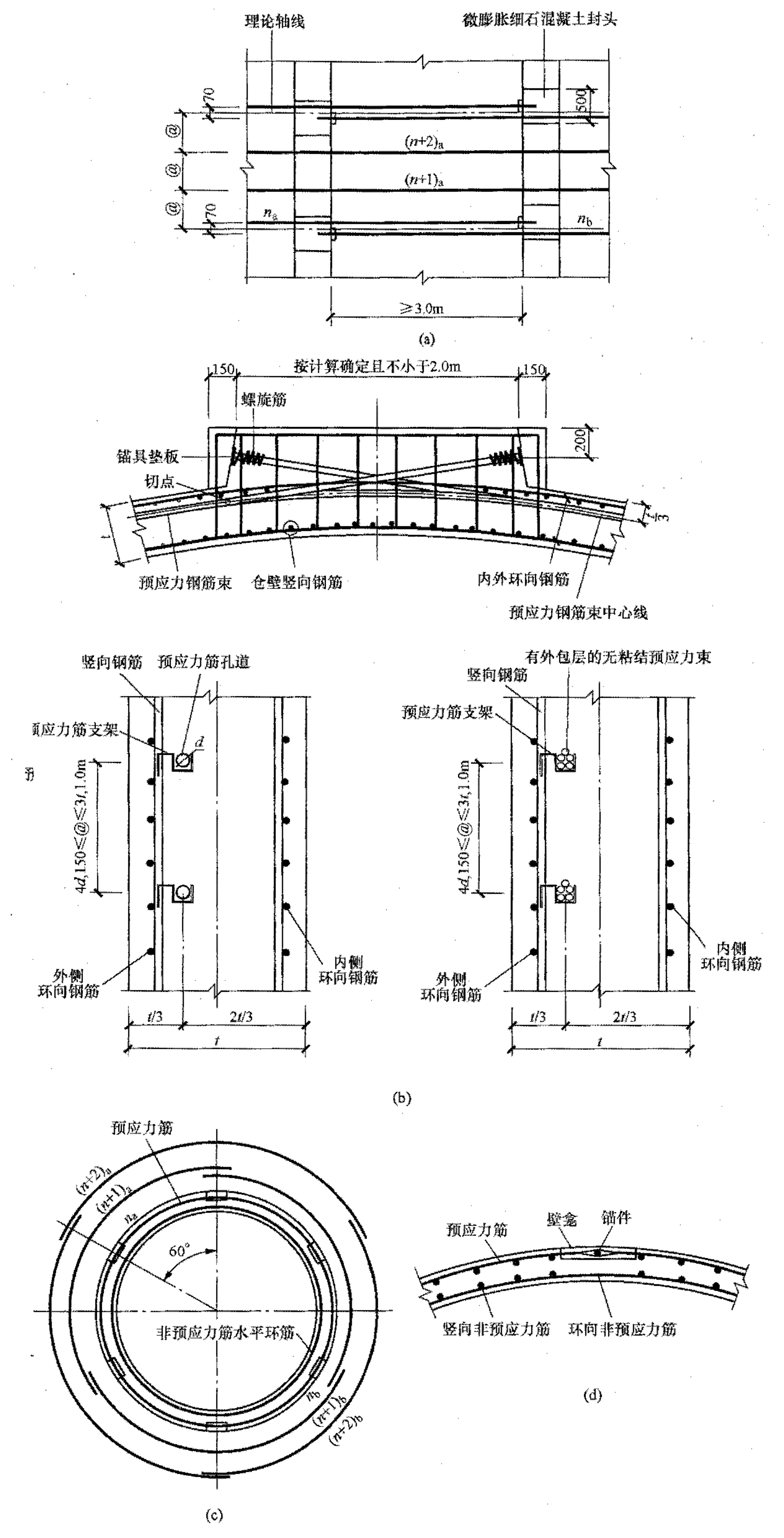


图 14-153　壁柱配筋示意图

（a）壁柱预应力筋交叉布置图；（b）壁柱配筋平面图及预应力筋在仓壁厚度范围内的布置；

（c）、（d）无壁柱（壁龛）预应力筋及锚固平面图

（17）壁柱或无壁柱（壁龛）的预应力筋的锚固部位应满足锚具的布置和张拉设备的尺寸要求。并配置相应的间接钢筋和附加构造钢筋。锚固端应验算局部承压、抗裂并应留足预应力筋的交叉空间。同一水平预应力筋在锚固处的上下距离应不小于70mm，锚固处预应力筋的直线段应根据锚具要求确定，且不小于400mm。

（18）预应力筋张拉过程中钢丝发生滑脱或断裂时，应减低张拉应力。滑脱及断裂的数量不得超过同一截面预应力筋的2%，一束钢丝不得超过一根。

（19）圆形预应力筒仓仓壁不含钢筋保护层的壁厚，除应满足非预应力筒仓的设计要求外，尚应符合下式的计算结果。

$$t=\frac{d_n p_h \sigma_{p0}}{1.2\sigma_{pe} f_c} \qquad (14\text{-}74)$$

式中 d_n——筒仓内径；

p_h——贮料在仓壁上的设计压力；

σ_{p0}——预应力筋的平均初始预应力（扣除混凝土预压前的损失）；

σ_{pe}——预应力筋的有效预应力；

f_c——预应力作用点处混凝土抗压强度。

（20）圆形筒仓的仓壁高度范围内配置预应力筋时，应考虑预应力对洞口周边仓壁及有关构件的影响，并配置构造加强筋，其配置范围不宜小于1.5倍的仓壁厚度。

（21）预应力钢筋混凝土贮仓结构的其他构造要求应满足GB 50077《钢筋混凝土筒仓设计规范》相关要求。

第十五章

电 气 构 筑 物

第一节　变压器基础

一、结构型式

火力发电厂变压器基础型式主要有：大块式素混凝土基础、大块式配筋基础。其中大块式素混凝土基础主要用于具有高承载力和低压缩性的持力层。目前火力发电厂最常使用的变压器基础型式为大块式配筋基础，基础下部为大块式独立基础，基础上部根据变压器设备的受力要求，采用肋梁的基础型式。如图15-1、图15-2所示分别为装好设备和正在施工过程中的变压器基础。



图15-1　已安装好的变压器基础



图15-2　施工中的变压器基础

二、变压器基础计算

（一）布置原则

变压器基础布置时应尽量使荷载重心和基础形心重合，设计时应考虑变压器基础设备安装及正常使用时的要求。

（二）地基承载力计算

变压器基础应按正常使用工况与安装工况两种验算地基承载力。

1. 正常使用工况

正常使用工况下基础底面压力按轴心荷载作用，按式（15-1）计算：

$$\frac{N_k + G + G_0}{A} \leqslant f_a \tag{15-1}$$

式中　N_k——变压器在运行时重量标准值（由工艺专业提供），kN；

G——基础自重标准值，kN；

G_0——基础底板上部卵石或土的自重标准值，kN；

A——基础底板面积，m^2；

f_a——修正后的地基承载力特征值，kPa。

2. 安装工况

安装工况下，基础底面按偏心荷载作用按式（15-2）计算：

$$p_{kmax} = \frac{0.5N_0 + G + G_0}{A} + \frac{N_0 e}{2W} \leqslant 1.4 f_a \tag{15-2}$$

式中　N_0——变压器在安装工况时的自重标准值（由工艺专业提供），kN；

W——基础底面抵抗矩（荷载偏心方向轴线的截面抵抗矩），m^3；

e——基础重心至主变压器安装时设备着力点距离，m。

（三）基础下卧层验算

当变压器基础下地基受力层范围内有软弱下卧层时，应按式（15-3）验算软弱下卧层的地基承载力：

$$p_z + p_{cz} \leqslant f_{az} \tag{15-3}$$

当变压器基础为矩形基础时：

$$p_z = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2z\tan\theta)(l + 2z\tan\theta)} \tag{15-4}$$

式中 p_z——相应于作用的标准组合时，软弱下卧层顶面处的附加压力值，kPa；

p_{cz}——软弱下卧层顶面处土的自重压力值，kPa；

f_{az}——软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值，kPa；

b——矩形基础底边的宽度，m；

l——矩形基础底边的长度，m；

p_k——标准组合时，基础底面处平均压力值，kPa；

p_c——基础底面处土的自重压力值，kPa；

z——基础底面至软弱下卧层顶面的距离，m；

θ——地基压力扩散线与垂直线的夹角，(°)，可按表 15-1 采用。

表 15-1　　地基压力扩散角 θ

E_{s1}/E_{s2}	z/b	
	0.25	0.50
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注　1. E_{s1} 为上层土压缩模量；E_{s2} 为下层土压缩模量。

2. $z/b<0.25$ 时取 $\theta=0°$，必要时，宜由试验确定；$z/b>0.50$ 时 θ 值不变。

3. z/b 在 0.25 与 0.50 之间可插值使用。

（四）地基变形要求

变压器基础应按现行规范 GB 50007《建筑地基基础设计规范》和 JGJ 94《建筑桩基技术规范》计算地基变形，容许沉降差或倾斜为 $0.003l$（l 为基础对应方向的长度），还应满足设备厂家对基础沉降值、沉降差及基础顶面误差等特殊要求，以保证设备正常安全运行。

根据现行规范 DL/T 5457《变电站建筑结构设计技术规定》条文说明，当变压器基础置于同一持力层且地基变形影响深度不存在软弱下卧层，且满足地基承载力特征值≥130kPa，持力层坡度≤10%，压缩模量≥4.5MPa 时，可不验算地基变形。

（五）基础配筋计算

变压器配筋应按现行规范 GB 50007 和 JGJ 94 的相关要求进行计算。

（六）沉降观测要求

除岩石地基外，主变压器基础应在施工及使用过程中进行沉降观测，观测方法及要求参见 DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》。

三、变压器贮油坑设计

1. 油坑尺寸

油坑平面尺寸应比设备外轮廓尺寸大 1000mm，通常由工艺专业提供，油坑四周侧壁宜高出外侧地坪设计标高 100～150mm。

油坑深度按变压器油量计算，当电厂另设置有 100%容量的事故油池时，油坑容积按变压器油量的 20%设计，并应有将事故油排至事故油池的设施，且不引起污染危害。当不能满足要求时，油坑容积应按全部油量设计。变压器油坑剖面如图 15-3 所示。

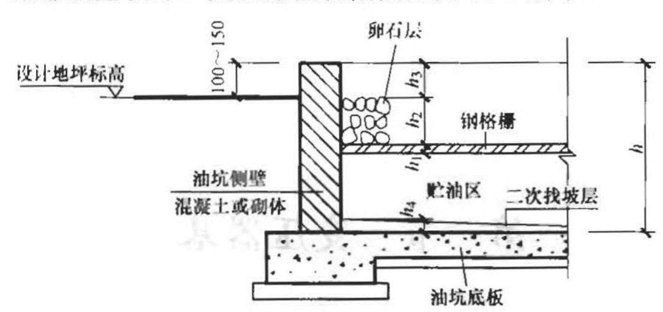


图 15-3　变压器油坑剖面

油坑深度 h 按式（15-5）计算：

$$h \geqslant \frac{m_{油}}{\rho S_{净}} \times 1000 + h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \qquad (15\text{-}5)$$

式中 h——油池深度，mm；

$M_{油}$——贮油坑内的油量，无事故油池时为变压器油量的 100%，有事故油池时为变压器油量的 20%（变压器油重由厂家提供），kg；

ρ——变压器中油的密度（一般由厂家提供），kg/m^3；

$S_{净}$——油坑净底面积（油坑底面积减去油坑内其他设备基础面积），m^2；

h_1——钢格栅的厚度，mm；

h_2——卵石层厚度，不小于 250mm；

h_3——基础顶面与卵石层顶面距离，应不小于 100mm；

h_4——二次找坡层厚度（油池底面应设置坡度，通常为 0.5%～1%，当油坑底板坡度满足要求时，可以不再做二次找坡层），mm。

2. 油坑侧壁

可采用砌体或素混凝土，基础为素混凝土条基或钢筋混凝土条基。

3. 钢格栅板

为便于快速排油，消防部门防火要求在油坑底板和卵石之间设置一层钢格栅板，钢格栅板厚度宜为 30mm，其布置如图 15-4 所示。

4. 油坑底板

油坑底板可采用素混凝土或配筋混凝土，底板与变压器基础和设备支架基础之间需用沥青麻丝填缝。油坑底板应设置坡度，将油排至集油坑，为保证排油通畅，变压器基础与底板相交处应按一定间距（@2000～2500mm）设置排油孔，以便油快速排走。

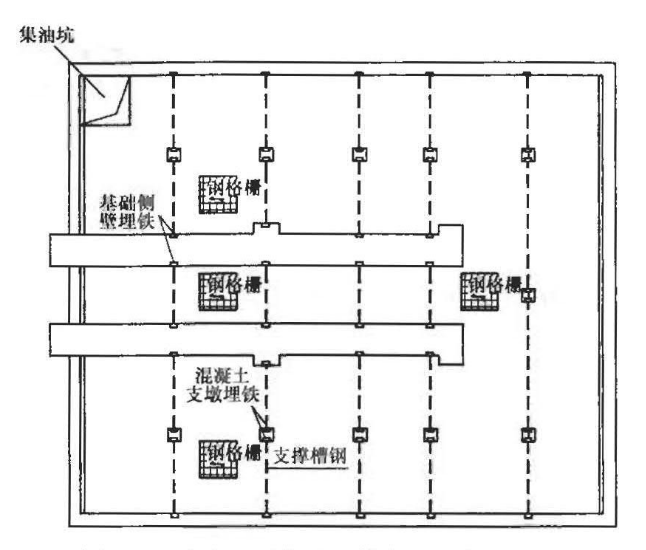


图 15-4　变压器油坑内钢格栅平面布置示意

5. 集油坑

变压器油坑内应设置集油坑。集油坑位置应根据事故油池方位确定集油坑底部预留排油管，并由供水专业接至附近的事故油池内。排油管内径应保证能快速将油排出，且不应小于 100mm。

6. 卵石层

变压器油坑内钢格栅板上应铺设不小于 250mm 厚的卵石层，起到滤油、隔火降温作用，防止绝缘油燃烧扩散。卵石顶面应低于油坑侧壁顶面 100mm 以上，卵石直径宜为 50～80mm。

第二节　GIS 基础

一、结构型式

GIS 是英文 Gas-insulated Switchgear（气体绝缘金属封闭开关设备）的简称，GIS 基础指这种高压配电装置设备基础。

GIS 配电装置基础比常规的配电装置设备基础占地小，因此，它的布置也比较灵活，可布置在室外、室内零米或楼面、屋面露台上。在电厂中最常见的 GIS 配电装置有室外 GIS 配电装置和室内 GIS 配电装置，GIS 配电装置分别布置在室内、外零米如图 15-5 和图 15-6 所示。

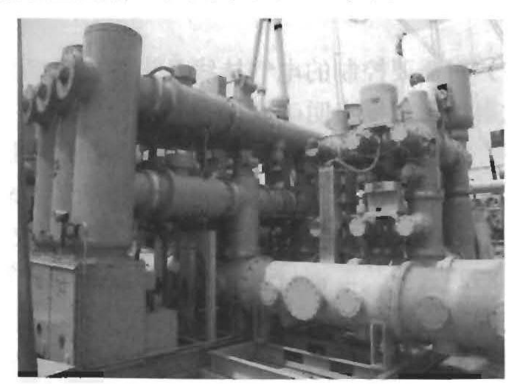


图 15-5　室外 GIS 配电装置



图 15-6　室内 GIS 配电装置

二、设计要点

（一）GIS 基础对变形的要求

为避免 GIS 设备内 SF_6 气体由于基础不均匀沉降而发生泄漏从而影响设备性能，GIS 基础的容许沉降量及沉降差应首先满足设备厂家的要求，如设备厂家无特殊要求，可按现行规范 DL/T 5457《变电站建筑结构设计技术规程》取值，GIS 基础的允许沉降量为 200mm，容许沉降差或倾斜值为 $0.002l$（l 为基础对应方向的长度）。

根据现行规范 DL/T 5457，当 GIS 基础置于同一持力层且地基变形影响深度不存在软弱下卧层，且满足地基承载力特征值不小于 200kPa，持力层坡度不大于 5%，压缩模量不小于 8MPa 时，可不验算地基变形。当持力层不满足以上要求时，应按现行规范 GB 50007《建筑地基基础设计规范》和 JGJ 94《建筑桩基技术规范》计算地基变形。

（二）GIS 基础型式及伸缩缝设置

（1）当 GIS 室外布置或室内地面布置时，宜采用整体基础，当基础过长时，可设置后浇带或与工艺专业协同在水平伸缩节段设置伸缩缝。当设备没有设置垂直伸缩节等抵抗差异沉降的措施时，基础不得分块和设置沉降缝。

（2）GIS 基础通常为整板基础，也可以采用梁板式基础，具体采用何种基础应根据工程地质条件进行技术经济比较后确定。采用整板或梁板式基础时，因基础体量较大，属于大体积混凝土，设计时应尽量选用矿渣硅酸盐等低水化热水泥，在施工过程中也应采取有效措施降低水化热，避免产生裂缝。

（3）GIS 基础上有电缆沟、预埋铁件及接地点等，考虑到美观和节约因素，GIS 底板不宜直接高出地面，而应采取下部底板、上部短柱高出场地设计地坪的布置型式。

（4）GIS 基础远期扩建时，宜预留温度伸缩缝。

（三）GIS 基础其他要求

1. GIS 基础顶标高

室内 GIS 基础设计标高宜统一；室外 GIS 基础还应考虑场地排水以及室外地坪存在坡度变化时，GIS 基础也应采用同一标高，一般取基础最高点处的场地

设计标高确定为GIS基础的零米设计标高，且GIS基础顶面宜高出零米设计标高不小于100mm。

2. GIS基础预埋件

GIS基础表面应按设备要求设置对应预埋件，且施工时应注意控制施工误差，保证预埋件的偏差满足设备厂家的要求。

3. GIS电缆沟

GIS基础范围内的电缆沟可与GIS基础整浇，也可以后浇筑或砌筑。

4. 沉降观测及要求

除岩石地基外，GIS基础应设置沉降观测点，对基础的沉降进行实施监测，沉降观测点的设置应能相互通视。观测方法及要求参见现行规范DL 5022。

5. GIS基础的其他计算

GIS基础的其他计算同常规基础的计算。

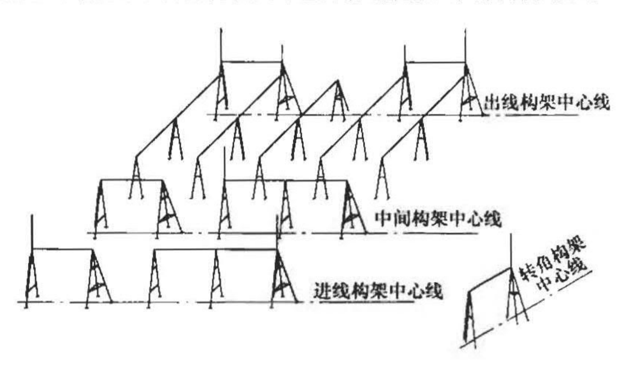
第三节　变　电　构　架

一、结构选型及设计原则

（一）变电构架结构选型

升压站是电厂内将发电机发出电力升压后外送的重要设施，而变电构架是升压站中重要的构筑物。典型的变电构架由构架柱和构架梁组成，构架梁一般采用三角形断面（或者矩形断面）格构式钢结构梁；构架柱则随电压等级不同和所处地区的经济发展水平和发展时期的不同，采用的变电构架型式也不同，低电压等级的变电构架柱采用过薄壁离心钢筋混凝土结构、预应力混凝土环形杆结构和环形截面钢筋混凝土杆结构，目前电厂的变电构架柱主要为焊接普通钢管结构和格构式钢结构。

变电构架根据其在配电装置中的作用及特性，可分为终端构架、中间构架和转角构架。如图15-7中所示：主变构架按终端构架设计；进线构架及中间构架两侧挂线按中间构架设计；出线构架按终端构架设计。



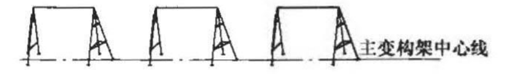


图15-7　电厂变电构架轴测示意图

转角构架在电厂很少设置，可以是终端构架，也可以是中间构架，应根据工程的具体情况区分后进行设计。

（二）设计原则

变电构架设计时应符合下列要求：

（1）使用年限应与电厂工程其他结构使用年限一致，一般为50年，安全等级为二级，结构重要性系数为1.0。对业主有特殊要求的临时性构架结构设计使用年限按业主要求执行，且不低于5年，安全等级为三级，结构重要性系数不应小于0.9。

（2）构架设计力求结构合理、构造简单，合理统一构件的尺寸和规格，便于工厂制作和机械化施工。构架人字柱可采用焊接环形钢管或焊接多边形钢管；格构式构架柱可采用钢管、角钢或其他型钢的组合；构架钢梁通常采用格构式钢梁，弦杆采用环形钢管，腹杆采用钢管或角钢。连接构件包括钢板、型钢、螺栓及法兰等。

（3）应根据工程所处的环境合理选用构架结构型式和所用的材质，对用于变电构架的钢材，应符合现行规范GB 50017《钢结构设计规范》中有关材料选用的规定。冬季温度较低的地区，还应要求钢材具有低温冲击韧性的合格保证。所采用的钢材牌号及钢材的冲击韧性等物理性能指标、强度设计值以及焊缝和螺栓连接强度设计值均应按现行规范GB 50017的规定取用。

（4）合理选择构件连接方式，并对安装时的设计温度、结构安装顺序，端面刨平顶紧部位，预拱、预偏、加工精度、质量控制等级和施工验收标准等提出明确要求。

（5）大跨度的构架梁宜起拱，一般情况下，起拱值可以用恒荷载标准值+50%活荷载标准值产生的挠度值。

（6）构架设计应设有便利维护检修人员上下的设施。对构架梁应合理设置必要的维护检修和安装操作的通道。供维护人员上下的直爬梯的设置应满足带电检修的上人条件，梯宽不宜小于300mm。需上人的单管梁上应设有供维护检修人员挂扣安全带的可靠扶手。

（7）对需要控制的电气挂线及设备安装顺序等施工注意事项，应提出明确要求。

（8）变电构架等露天结构，应根据大气腐蚀介质，采用有效的防腐措施，钢构件的除锈和涂装要求应按现行规范GB 50205《钢结构工程施工质量验收规范》和GB 8923《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》的有关规定执行。

对通常环境条件的钢结构宜采用热镀锌或喷涂锌防腐。采用热镀锌防腐要求：①当构件厚度小于5mm

时，锌附着量应不低于 460g/m²，即厚度不小于 65μm；构件厚度等于或大于 5mm 时，锌附着量不低于 610g/m²，即厚度不小于 86μm。②附着的牢固程度应满足相应规定要求。采用喷涂锌防腐要求：最小涂层厚度不小于 100μm。特殊环境应采用特殊的防腐措施。

（三）构架梁柱常用参数

（1）构架人字柱的根开与柱高之比（图 15-8 中 a/H）不宜小于 1/7，当无法满足工艺专业带电距离要求或总平面布置有困难时，可适当减小。

（2）构架梁的高跨比（高度与跨度之比）：格构式钢梁不宜小于 1/25；单钢管梁直径与跨度之比不宜小于 1/40；单钢管联系梁直径与跨度之比不宜小于 1/50。采取钢管梁时应采取预防微风振动的措施。

（3）实际工程中变电构架（采用人字形构架柱）常用截面及参数汇总，见表 15-2 与表 15-3（仅供参考）两表中构架高度均相对室外地坪高度。

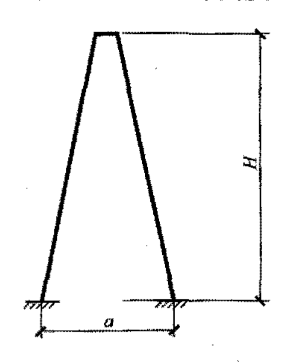


图 15-8　构架柱简图

表 15-2　　主变构架常用截面及参数

构架参数 / 电压等级	高度（m）	跨度（m）	根开（m）	梁截面高度（m）	柱主材	梁弦杆主材	备注
220kV	15	14	3.5	0.78	ϕ325×6	ϕ108×8	
	23	17	4.87	0.95	ϕ377×7	ϕ159×8	另一侧连接铁塔
	16	17	3.42	0.866	ϕ299×6	ϕ108×7	
500kV	26	28	5.75	2.0	ϕ478×7	ϕ159×8	
	26	28	5.75	2.0	十六边形钢管 D=480mm　t=7mm	ϕ159×7	
	20.5	13.7～14.3	3.68	0.78	十二边形钢管 D=340mm　t=6mm	ϕ108×6	用于三个单相变 中间设置防火墙
	20	26	5.0	2.0	ϕ351×8	ϕ159×6	

表 15-3　　升压站构架常用截面及参数

构架参数 / 电压等级	高度（m）	跨度（m）	根开（m）	梁截面高度（m）	柱主材	梁弦杆主材	备注
220kV	15	14	3.8	0.866	ϕ325×7	ϕ108×7	出线构架
	15	14	3.8	0.866	ϕ300×7	ϕ108×6	进线构架
	15	15	4.87	0.95	ϕ426×7	ϕ159×6	出线构架
	15	16.5	3.5	0.866	ϕ300×7	ϕ108×6	进线构架
500kV	26	28	5.75	2.0	ϕ478×10	ϕ159×10	出线构架
	28	26	5.75	2.0	ϕ478×8	ϕ159×8	进线构架
	20	28	4.0	2.0	ϕ350×8	ϕ159×9	进线构架
	26	30	7.0	1.56	ϕ478×7	ϕ159×8	进线构架
	28	26	5.75	2.0	十六边形钢管 D=480mm　t=7mm	ϕ159×8	出线构架
	32	28	7.0	1.56	ϕ500×10	ϕ159×10	出线构架 （联合构架）
	26	30	5.75	2.0	ϕ478×10	ϕ159×12	出线构架

二、荷载及荷载组合

（一）荷载及作用

1. 荷载分类

变电构架上的荷载及作用通常分为以下几类：

（1）永久荷载：结构自重、土重、土压力以及导（地）线自重所产生的垂直荷载和水平张力。

（2）可变荷载：例如风荷载、冰荷载、雪荷载、安装及检修所产生的临时性荷载以及车辆荷载等。其中风荷载应包括结构风压、导线及地线侧向风压及其所产生的张力；冰荷载包括结构覆冰荷载及导线覆冰所产生的张力。

（3）偶然荷载：例如短路电动力、验算局部弯曲上人荷载，稀有风荷载和冰荷载等。

（4）温度作用：两端设有刚性支撑、总长度超过150m的连续排架；或总长度超过100m的连续刚架，应计算温度作用效应的影响。

（5）地震作用。

2. 荷载取值

（1）导（地）线荷载及设备自重。

1）导线（包括架空地线）荷载：应由工艺专业提供（除线路侧荷载由线路电气专业提供外，其余荷载均由电厂电气专业提供），其中包括在最低温、最高温、最大风、最大覆冰和安装、检修工况条件下导线悬挂点所产生的水平张力、垂直荷重和侧向风压的标准值，导（地）线的偏角（由电气专业提供）。

2）导线的安装荷载，无特殊要求时可不计入架设或移换导线时产生的过牵引张力。在计算架设导线的安装荷载时，除了作用在构架上的导线张力标准值外，还应计入导线架设过程中在导线紧线相所产生的垂直分力的标准值，可按式（15-6）计算：

$$G_{0k} = \alpha T_k \sin\beta + G_k + Q_k \qquad (15\text{-}6)$$

式中 G_{0k}——导线紧线相的垂直分力的标准值，kN；

T_k——安装工况导线张力的标准值，kN；

α——滑轮摩擦系数，取 α=1.1～1.2；

β——牵引绳与地面的夹角，一般取 $\beta \leqslant 45°$；

G_k——安装工况导线垂直荷重的标准值，kN；

Q_k——安装导线时作用在梁上的人及工具重，取2.0kN（标准值）。

3）导线上人检修荷载，对导线悬挂点高度10m及以上、导线跨中有引下线的110kV及以上电压等级的构架，应按导线单相上人带电检修和三相同时上人停电检修两种情况，作用在导线上的检修荷载标准值由工艺专业提供；在没有资料时，其荷载标准值可参考表15-4采用：

表15-4　导线检修参考荷载标准值　(kN)

工况 \ 电压等级	≤220kV	330kV	500kV
单相带电上人检修	1.5	1.5	3.5
三相停电上人检修	1.0	1.0	2.0

导线跨中无引下线的构架，不需计入导线上人检修荷载，但软导线的母线构架要计算三相同时上人停电检修工况。

4）设备自重和操作荷重由工艺专业提供。若阻波器悬挂在出线构架横梁上时，安装相除应计入起吊设备（滑轮组）的重量外还应计入2倍阻波器重量和作用在梁上的2kN的人及工具重量。如果采用吊车直接将阻波器悬挂在出线横梁上时，可不考虑此荷载。

（2）风荷载。

1）垂直于结构及设备表面上的风荷载标准值按式（15-7）计算：

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \qquad (15\text{-}7)$$

式中 w_k——风荷载标准值，kN/m^2；

β_z——高度 z 处的风振系数；

μ_s——风荷载体型系数；

μ_z——风压高度变化系数；

w_0——基本风压值，kN/m^2。

2）基本风压值按对应工程基本风压值确定。除1000kV变电构架取100年一遇基本风压值外，其余电压等级的变电构架均取50年一遇基本风压值。

3）风荷载体型系数应根据构架的体型按下列规定确定：

a. 独立单杆风荷载体型系数 μ_s 可按表15-5取用；

b. 各类型钢及组合型钢风荷载体型系数 μ_s 取1.3。

c. 直立塔架整体风荷载体型系数 μ_s 可按表15-6取用。

表15-5　独立单杆整体计算时风荷载体型系数 μ_s

序号	结构形状	μ_s
1	→□	1.3
2	→◇	1.3
3	→○	$\mu_z w_0 d^2 \leqslant 0.002$时 $\mu_s=+1.2$ $\mu_z w_0 d^2 \geqslant 0.015$时 $\mu_s=+0.6$ 中间值按插入法计算

注　w_0 以kN/m^{2}计，d 以m计。

表 15-6　单角钢组成的塔架结构的整体计算时风荷载体型系数 μ_s

序号	挡风系数 ϕ	矩形断面			三角形断面（任意风向）
		90°风向	对角线风向		
			单角钢	组合角钢	
1	≤0.1	2.6	2.9	3.1	2.4
2	0.2	2.4	2.7	2.9	2.2
3	0.3	2.2	2.4	2.7	2.0
4	0.4	2.0	2.2	2.4	1.8
5	≥0.5	1.9	1.9	2.0	1.6

注　1．$\phi=A_n/A$，A_n 为塔架迎风面杆件和节点净投影面积；A 为塔架迎风面轮廓面积；A_n 和 A 均按塔架迎风面的一个塔面计算。

2．当主材及腹杆为圆钢或钢管时，当 $\mu_z W_0 d^2 \leqslant 0.002$，则 μ_s 可按上表数值乘以0.8的系数取用；当 $\mu_z W_0 d^2 \geqslant 0.015$ 时，则 μ_s 可按上表数值乘以 0.6 的系数取用；当 $0.002< \mu_z W_0 d^2 <0.015$ 时，μ_s 按插值法计算。当塔架由不同类型截面的杆件组合而成，应按不同类型杆件迎风面积加权平均选用 μ_s 值。

d．矩形及三角形断面格构式横梁的整体风荷载体型系数 μ_s 可按表 15-7 取用：

表 15-7　矩形横梁整体风荷载体型系数 μ_s

序号	ϕ \ b/h	≤1	2	4	≥6
1	≤0.1	2.6	2.6	2.6	2.6
2	0.2	2.4	2.5	2.6	2.6
3	0.3	2.2	2.3	2.3	2.4
4	0.4	2.0	2.1	2.2	2.3
5	≥0.5	1.8	1.9	2.0	2.1

注　1．b/h 为矩形横梁的宽高比。

2．三角形断面横梁可按表中的数值乘以 0.9 系数取用。

3．当主材和腹杆为圆钢或钢管时，可按上表的数值乘以 0.8 系数取用。

4）对于平坦或稍有起伏的地形，风压高度变化系数应根据地面粗糙类别按表 15-8 确定。柱身风荷载应分段计算。为简化计算，也可按等效的单一系数进行计算。

5）对于基本自振周期 $T_1>0.25$s 的高耸结构，应计算风压脉动对结构发生顺风向风振的影响。

屋外变电构架风振系数 β_z 可按下列规定取用：

带端撑的人字柱门型构架，$\beta_z=1.0$；

人字柱结构，$\beta_z=1.2$；

单杆悬臂柱结构，$\beta_z=1.7$；

表 15-8　风压高度变化系数 μ_z

离地面或海平面高度（m）	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
5.0	1.17	1.00	0.74	0.62
7.5	1.28	1.00	0.74	0.62
10.0	1.38	1.00	0.74	0.62
12.5	1.45	1.07	0.74	0.62
15.0	1.52	1.14	0.74	0.62
17.5	1.58	1.20	0.79	0.62
20.0	1.63	1.25	0.84	0.62
22.5	1.67	1.29	0.88	0.62
25.0	1.72	1.34	0.92	0.62
27.5	1.76	1.38	0.96	0.62
30.0	1.80	1.42	1.00	0.62
32.5	1.83	1.46	1.03	0.65
35.0	1.86	1.49	1.07	0.68
37.5	1.89	1.53	1.10	0.70
40.0	1.92	1.56	1.13	0.73
42.5	1.95	1.59	1.16	0.76
45.0	1.98	1.62	1.19	0.79
47.5	2.00	1.64	1.22	0.82
50.0	2.03	1.67	1.25	0.84
60.0	2.12	1.77	1.35	0.93

注　1．A 类：指近海海面和海岛、海岸、湖岸及沙漠地区；

B 类：指田野、乡村、丛林、丘陵以及房屋比较稀疏的乡镇和城市郊区；

C 类：指密集建筑群的城市市区；

D 类：指密集建筑群且房屋较高的城市市区。

2．中间值按插入法计算。

格构式结构：$\beta_z=1.7$。

风振系数 β_z 也可按现行规范 GB 50009《建筑结构荷载规范》的有关规定计算确定。

（3）温度作用。在计算温度作用效应时，应根据工程具体条件合理选择计算温差。

1）在当地冬季允许露天作业的最低日平均气温条件下安装，在最高日计算平均温度条件下运行，此时的计算温差可取：$\Delta t=+50$℃。

2）在当地夏季允许露天作业的最高日平均气温条件下安装，在最低日计算平均温度条件下运行，此时的计算温差可取：$\Delta t=-40$℃。

3）在当地夏季或冬季允许露天作业的气温条件下安装，在最大风环境温度条件下运行，此时的计算

温差可取：$\Delta t=+35℃$或$\Delta t=-30℃$。

（4）地震作用。

1）变电构架的地震作用及构造措施均按对应工程厂址抗震设防烈度确定。下列变电构架可不进行截面抗震验算，而仅需满足抗震构造要求：

a．6度，在任何场地的变电构架及其地基基础。

b．小于或等于8度，Ⅰ、Ⅱ类场地的变电构架及其地基基础。

2）计算要求。

a. 变电构架地震作用效应计算简图应和静荷载效应计算简图一致。

b. 变电构架应分别验算顺导线方向和垂直导线方向的水平地震作用，且由各自方向的抗侧力构件承担。

c．单层构架按单质点体系，多层构架应分段按多质点体系进行地震作用计算。当计算结构基本自振周期时，柱重力荷载可按柱自重标准值的1/4作用于柱顶取值；计算水平地震作用时，柱重力荷载可按柱自重标准值的2/3作用于柱顶取值。

d．构架上重力荷载代表值应取结构自重标准值及设备自重标准值（包括导线、绝缘子串、金具、阻波器及其他电气设备自重标准值）和正常运行工况时分别按四种气象条件下的可变荷载组合值之和，按式（15-8）计算。

$$G_E = G_k + \psi_{ic} Q_{ik} \qquad (15\text{-}8)$$

式中 G_E——重力荷载代表值，kN；

G_k——结构自重标准值及设备自重标准值，kN；

ψ_{ic}——可变荷载Q_{ik}的组合值系数，可取0.7；

Q_{ik}——对应表15-9，正常运行工况时，四种气象条件下导线张力标准值的垂直分量扣除导线自重标准值后的可变荷载标准值。其中导线自重标准值可取非紧相导线张力标准值的垂直分量，kN。

表15-9　正常运行工况时四种气象条件下的可变荷载

序号	可变荷载代号	正常运行工况下可变荷载分类
1	Q_{1k}	大风气象条件下，导线张力标准值的垂直分量扣除非紧线相导线张力垂直分量后的可变荷载标准值，此时风速取基本风压对应的风速
2	Q_{2k}	覆冰有风气象条件下，导线张力标准值的垂直分量扣除非紧线相导线张力垂直分量后的可变荷载标准值，此时取10m/s的风速
3	Q_{3k}	最低气温气象条件下，导线张力标准值的垂直分量扣除非紧线相导线张力垂直分量后的可变荷载标准值，此时取10m/s的风速
4	Q_{4k}	最高气温气象条件下，导线张力标准值的垂直分量扣除非紧线相导线张力垂直分量后的可变荷载标准值，此时取10m/s的风速

（5）短路电动力。短路电动力属于偶然荷载，对软导线可不计算短路电动力对构架的作用，但对组合导线挂线点的挂线板和节点的强度必须要满足短路电动力的要求，一般可取3倍导线荷载标准值作为挂线板和节点的验算条件，荷载分项系数取1.0。对硬管母线应该根据工艺专业提供的资料进行计算。

（二）荷载组合

1．构架分类及设计条件

构架应根据其布置情况和可能发生的最不利情况，分别按终端构架和中间构架进行设计。

（1）终端构架应按以下三种承载力极限状态情况设计：

1）运行工况：取最大风、覆冰有风和最低气温时对构架及基础最不利的荷载。

a．最大覆冰和最低气温条件下的导线张力，结构风压的计算风速取v=10m/s，不计入其他荷载。

b．最大风气象条件下取最大风速作用下的结构风压，风向与导线作用方向垂直。当构架上有互相垂直方向的导线作用时，所有顺风方向的导线张力一律取相应安装条件下的导线张力，并不考虑其他附加荷载。

2）安装工况：包括构架组立，导线紧线及紧线时作用在梁上的人及工具重。安装工况下结构风压的计算风速取v=10m/s，计入紧线产生的垂直荷重，同时梁上的紧线相有2kN的人及工具的集中荷重，无特殊要求时，只按单相紧线（任意）相计算，不能按三相同时紧线计算。

3）检修工况：应计算单相带电检修和三相停电检修时导线上人对构架及基础的作用。检修工况下结构风压的计算风速取v=10m/s，横梁上不作用任何附加荷载。单相导线带电上人检修时，上人相按检修工况取值，其余未上人相，取安装工况下的导线张力。三相导线同时上人检修时，只按一个档距内有一个回路的三相导线上人检修计算，其余未上人档（或回路）按安装工况下的导线张力。

（2）两侧均挂有导线的中间构架应按以下两种承载力极限状态情况设计：中间构架的不平衡张力，即张力差，可按绝对张力差法计算，也可按相对张力差法计算。相对张力差可按照现行规范DL/T 5457《变电站建筑结构设计技术规程》的规定计算。

1）运行工况：取最大风和覆冰条件下，构架两侧导线所产生的不平衡张力。

2）安装工况：在安装或移换导线时所产生的最不利情况，一般可按一侧架线而另一侧不架线的条件仅作强度或稳定计算；若中间柱在满足上述条件有困难时，根据工程的具体条件，也可在安装过程中设置临

时拉线或对于导线安装顺序提出要求，但必须在施工图中予以详细说明。

（3）出线构架一般按终端构架设计，在线路侧不计入导线上人检修荷载，只有当线路侧装有电气设备并有引下线时才计入导线单相带电上人作业的荷载（按实际作用位置进行计算）。

（4）转角构架可以是终端构架，也可以是中间构架，应根据工程的具体情况，分别按终端构架或中间构架设计条件进行设计。

（5）母线构架应计算三相同时上人停电检修的工况，但导线跨中无引下线的母线构架均不计入导线上人检修的荷载。

2. 荷载的分项系数和组合系数

基本组合的荷载分项系数除满足现行规范 GB 50009《建筑结构荷载规范》外，尚应满足下列要求：

1）导（地）线荷载的荷载分项系数可按表 15-10 的数值取用。

表 15-10　导（地）线荷载的荷载分项系数

序号	荷载名称	最大风工况	覆冰工况	检修安装工况
1	水平张力	1.3	1.3	1.2
2	垂直荷重	1.3	1.3	1.2
3	侧向风压	1.4	1.4	1.4

2）偶然荷载的分项系数 1.0。

3）温度作用分项系数通常取 1.0，但对于多跨连续排架或刚架结构的变电构架，当温度作用与最大风工况风荷载组合时，荷载组合值系数取 0.85。

3. 常用荷载组合

构架和基础应按照不同的工况分别进行组合，并取其对构件及基础最不利者进行设计。

（1）荷载承载力极限状态荷载效应组合应按不同工况，采用荷载效应的基本组合，必要时考虑荷载效应的偶然组合，主要用于构件和连接的强度、稳定等计算应按式（15-9）进行计算：

$$\gamma_0 S_d \leqslant R_d \tag{15-9}$$

式中　γ_0——结构重要性系数，构架使用年限应与电厂一致。一般为 50 年，安全等级为二级，结构重要性系数为 1.0。业主有特殊要求的临时性结构设计使用年限按业主要求执行，且不低于 5 年，安全等级为三级，结构重要性系数不应低于 0.9。

S_d——荷载组合的效应设计值。

R_d——结构构件抗力的设计值，应按各有关建筑结构设计规范的规定确定。

荷载基本组合的效应设计值 S_d，应按工况考虑并取用最不利的效应设计值确定。

以下荷载组合公式中主要荷载效应符号及含义见表 15-11。

表 15-11　主要荷载效应符号及含义

序号	效应类型	荷载效应符号	荷载效应符号含义
1	永久荷载效应	S_{Gk}	结构自重标准值、构架上设备自重标准值及非紧线相导线张力标准值的垂直分量
2	风荷载效应	$S_{W\max k}$	大风气象条件作用于构架和导线上风荷载效应标准值，风荷载作用方向与导线垂直
3		S_{W10k}	对应风速为 v=10m/s 时，作用于构架和导线上风荷载效应标准值，风荷载作用方向与导线垂直
4	可变荷载效应	S_{Q11k}	大风气象条件的导线荷载效应标准值，对应结构风压效应标准值取 $S_{w\max k}$
5		S_{Q12k}	覆冰有风气象条件的导线荷载效应标准值，对应结构风压效应标准值取 S_{w10k}
6		S_{Q21k}	安装气象条件的紧线相导线荷载效应标准值，对应结构风压效应标准值取 S_{w10k}
7		S_{Q22k}	安装气象条件的非紧线相导线荷载效应标准值，对应结构风压效应标准值取 S_{w10k}
8		S_{Q31k}	凡导线跨中有引下线的 220kV 及以上电压等级的软导线构架，应考虑三相同时上人停电检修时的导线（仅考虑母线）荷载效应标准值，对应结构风压效应标准值取 S_{w10k}
9		S_{Q32k}	凡导线跨中有引下线的 220kV 及以上电压等级的构架，应考虑单相上人检修时的导线荷载效应标准值，对应结构风压效应标准值取 S_{w10k}
10	温度作用效应	$S_{\Delta t(-40)}$	夏季安装，最低日计算平均气温运行，计算温差 Δt_{-40}=−40℃
11		$S_{\Delta t50}$	冬季安装，最高日计算平均气温运行，计算温差 Δt_{50}=+50℃
12		$S_{\Delta t35}$	冬季安装，最大风运行，计算温差 Δt_{35}=+35℃

续表

序号	效应类型	荷载效应符号	荷载效应符号含义
13	温度作用效应	$S_{\Delta t(-30)}$	夏季安装，最大风运行，计算温差Δt_{-30}=−30℃
14		S_{Q41k}	最低温度气象条件下的导线荷载效应标准值，对应结构风压效应标准值取 S_{w10k}
15		S_{Q42k}	最高温度气象条件下的导线荷载效应标准值，对应结构风压效应标准值取 S_{w10k}
16	偶然工况效应	S_{Fk}	偶然工况下导线荷载作用效应标准值
17	地震作用效应	S_{GE}	重力荷载代表值的效应
18		S_{Ehk}	水平地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数或调整系数

1）运行工况效应组合。

a．大风工况，按下列组合分别计算，取较大值：

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.3S_{Q11k}+0.6\times1.4S_{W\max k} \quad (15\text{-}10)$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.3S_{Q11k}+0.6\times1.4S_{W\max k} \quad (15\text{-}11)$$

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.4S_{W\max k}+0.7\times1.3S_{Q11k} \quad (15\text{-}12)$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.4S_{W\max k}+0.7\times1.3S_{Q11k} \quad (15\text{-}13)$$

b．覆冰有风工况，按下列组合分别计算，取较大值：

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.3S_{Q12k}+0.6\times1.4S_{W10k} \quad (15\text{-}14)$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.3S_{Q12k}+0.6\times1.4S_{W10k} \quad (15\text{-}15)$$

c．温度作用工况，按下列组合分别计算，取较大值：

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.3S_{Q41k}+0.6\times1.4S_{W10k}+1.0\times1.0S_{\Delta t(-40)} \quad (15\text{-}16)$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.3S_{Q41k}+0.6\times1.4S_{W10k}+1.0\times1.0S_{\Delta t(-40)} \quad (15\text{-}17)$$

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.3S_{Q42k}+0.6\times1.4S_{W10k}+1.0\times1.0S_{\Delta t50} \quad (15\text{-}18)$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.3S_{Q42k}+0.6\times1.4S_{W10k}+1.0\times1.0S_{\Delta t50} \quad (15\text{-}19)$$

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.3S_{Q11k}+0.6\times1.4S_{W\max k}+0.85\times1.0S_{\Delta t35}(\text{或}S_{\Delta t(-30)}) \quad (15\text{-}20)$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.3S_{Q11k}+0.6\times1.4S_{W\max k}+0.85\times1.0S_{\Delta t35}(\text{或}S_{\Delta t(-30)}) \quad (15\text{-}21)$$

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.4S_{W\max k}+0.7\times1.3S_{Q11k}+0.85\times1.0S_{\Delta t35}(\text{或}S_{\Delta t(-30)}) \quad (15\text{-}22)$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.4S_{W\max k}+0.7\times1.3S_{Q11k}+0.85\times1.0S_{\Delta t35}(\text{或}S_{\Delta t(-30)}) \quad (15\text{-}23)$$

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.0S_{\Delta t35}(\text{或}S_{\Delta t(-30)})+0.6\times1.4S_{W\max k}+0.7\times1.3S_{Q11k} \quad (15\text{-}24)$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.0S_{\Delta t35}(\text{或}S_{\Delta t(-30)})+0.6\times1.4S_{W\max k}+0.7\times1.3S_{Q11k} \quad (15\text{-}25)$$

2）安装工况效应组合。紧线相为任意相，主要验算构架梁。按以下组合分别计算，取较大值：

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.2S_{Q21k}(\text{只考虑B相})+1.2S_{Q22k}(\text{A、C相})+0.6\times1.4S_{W10k} \quad (15\text{-}26)$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.2S_{Q21k}(\text{只考虑B相})+1.2S_{Q22k}(\text{A、C相})+0.6\times1.4S_{W10k} \quad (15\text{-}27)$$

3）检修工况效应组合。按下列组合分别计算，且前两种组合只考虑母线一个档距检修不考虑邻档，取较大值：

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.2S_{Q31k}+0.6\times1.4S_{W10k} \quad (15\text{-}28)$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.2S_{Q31k}+0.6\times1.4S_{W10k} \quad (15\text{-}29)$$

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.2S_{Q32k}(\text{只考虑B相})+1.2S_{Q22k}(\text{A、C相})+0.6\times1.4S_{W10k} \quad (15\text{-}30)$$

$$S_d=1.2S_{Gk}+1.2S_{Q32k}(\text{只考虑B相})+1.2S_{Q22k}(\text{A、C相})+0.6\times1.4S_{W10k} \quad (15\text{-}31)$$

4）荷载效应的偶然组合。对于硬连接的管母构架等需要按偶然组合考虑短路电动力的作用，按式（15-32）组合计算：

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.0S_{Fk} \quad (15\text{-}32)$$

（2）对于正常使用极限状态，应根据不同的设计要求，采用荷载效应的标准组合，主要用于计算构件的变形、裂缝等。应按式（15-33）进行设计：

$$S_d\leqslant C \quad (15\text{-}33)$$

式中　C——结构或结构构件达到正常使用要求的规定限值，例如变形、裂缝等的限值，应按有关建筑结构设计规范的规定采用。

1）变电构架可用安装工况（风速取 10m/s，无冰及相应的环境温度）作为正常使用极限状态，对变形及裂缝进行校验的荷载条件，按式（15-34）组合进行计算：

$$S_d=1.0S_{Gk}+1.0S_{Q22k}+1.0S_{W10k} \quad (15\text{-}34)$$

2）避雷针及中间构架的柱顶变形可用最大风工况条件下的标准组合（其中风荷载乘以准永久系数 0.5），作为正常使用极限状态变形验算的荷载条件，按式（15-35）组合计算：

$$S_d = S_{Gk} + 1.0S_{Q11k} + 0.5 \times 1.0S_{W\max k} \qquad (15\text{-}35)$$

（3）地震作用效应组合。构架地震作用效应与其他荷载效应的基本组合式（15-36）组合计算：

$$S_d = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \psi_W \gamma_W S_{Wk} \qquad (15\text{-}36)$$

式中 S_d——结构构件内力组合的设计值，包括组合的弯矩、轴向力和剪力设计值等；

γ_G——重力荷载分项系数，一般情况下取 1.2，当重力荷载效应对构件承载力有利时，不应大于 1.0；

γ_{Eh}——水平地震作用分项系数，一般取 1.3；

S_{Wk}——作用于构架的风荷载标准值的效应（即结构风压），除最大风气象条件采用结构基本风压值外，覆冰、最低气温和最高气温三种气象条件下应采用对应的 10m/s 时的结构风压；

ψ_W——风荷载组合值系数，应采用 0.2；

γ_W——风荷载分项系数，应取 1.4。

（4）上述荷载效应的基本组合和荷载效应的标准组合为计算构架的最基本的荷载组合，设计人员应根据具体工程条件对上述荷载组合进行增减，对于联合构架，每一种工况都可能会出现多种组合，特别是风荷载，要考虑不同方向下的风荷载分别参与相应组合。

三、结构计算

（一）结构的简化

变电构架为空间结构，为便于计算，应进行适当的简化和假定，主要包括杆件、材料、结点、支座、荷载等方面。

（1）所有构件均简化为杆件，且用杆件的轴线代替。

（2）所有构件材料均假设为连续、均匀、各向同性、完全弹性或弹塑性。

（3）节点根据实际构造假定为铰接节点或刚接节点。柱头两杆拼接一般采用钢板焊接，中间设有剪力板，刚度较大，计算中可视为刚性节点。

（4）支座的简化，可按其受力特征简化为固定支座、铰接支座和滑动支座。

1）当柱脚与基础连接采用杯口插入式，可以假定为固接；

2）当柱脚与基础连接采用螺栓连接时，根据不同的构造可假定为固接或铰接。

3）梁柱连接处的支座通常采用螺栓连接，应为铰接；当采用刚性法兰连接时，也可为固接，端撑与柱通常采用销钉连接，应为铰接。

（5）荷载可简化为集中荷载、线荷载或集中弯矩等。

（二）计算模型的选取及内力分析

1. 计算模型一般规定

（1）变电构架为空间结构，选取计算模型时应符合结构的实际构造和受力条件，根据具体情况，采用合适的计算模型进行结构分析。

（2）构架梁与柱连接宜设计成铰接，对于构架在侧向荷载作用下不能满足强度或刚度的要求时，或自振频率小于 4Hz 时，梁柱的连接可以做成刚接，按单跨或多跨刚架进行内力计算。

（3）联合构架设置联系梁时，应计入联系梁对构架柱的直接支撑作用。联系梁直接支撑点宜按弹性铰支撑计算，联系梁应按压弯构件计算。

（4）采用程序分析的计算模型可适当简化，独立构架均可分开计算。采用联合构架整体模型计算时，为避免杆件太多，也可将梁用等刚度的单杆代替计算柱及基础内力，而构架梁单独建模进行计算。建模时应特别注意杆件节点和支座的假定应与实际结构相符。

2. 平面简化计算

平面简化计算因精度不高而较少采用，仅用于简单的估算。变电构架的内力计算可按结构力学的方法进行结构分析计算，下面仅简单介绍变电构架手算的计算简图。

（1）平面内无水平横杆人字柱计算简图。

1）人字柱在满足柱头连接构造要求的规定时，平面内计算简图见图 15-9（a）。

2）平面外无端撑的人字柱，人字柱压杆在验算平面外稳定时可按一端固定，一端为弹性支承柱分析，计算简图见图 15-9（b）。

3）平面外一侧或两侧设置端撑时，人字柱平面外计算简图见图 15-9（c）。

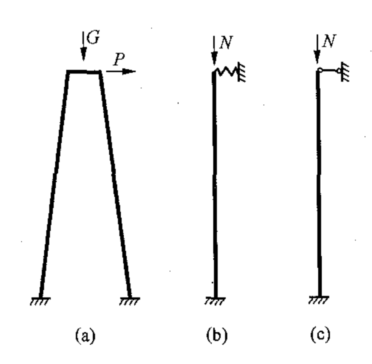


图 15-9 平面内无横杆人字柱计算简图
（a）人字柱平面内计算简图；
（b）平面外无端撑时人字柱平面外计算简图；
（c）平面外有端撑时人字柱平面外计算简图

（2）平面内有水平横杆人字柱计算简图。

1）侧向带支撑，并在平面内设有水平横杆的人字柱，当横杆与主柱的连接为刚性时，在平面内可按多

层刚架进行内力分析，计算简图见图 15-10（a）和图 15-10（b）。

2）侧向带支撑，并在平面内设有水平横杆的人字柱，当横杆与主柱的连接为铰接时，计算简图见图 15-10（c）和图 15-10（d）。

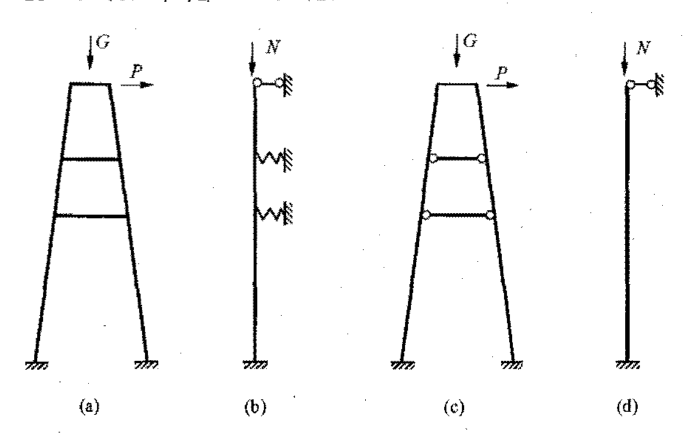


图 15-10　带端撑有水平横杆人字柱计算简图

（a）横杆与主柱刚接时平面内计算简图；
（b）横杆与主柱刚接时平面外计算简图；
（c）横杆与主柱铰接时平面内计算简图；
（d）横杆与主柱铰接时平面外计算简图

（3）当人字柱柱顶或人字柱平面外水平固接横杆处作用有横向水平荷载时，其受拉和受压杆之间可按 0.5:0.5 分配，并可不计算拉杆弯矩的折减和压杆弯矩增大的二阶效应，可按偏心受拉和偏心受压构件进行计算。

（4）连续排架带刚性支撑的边柱可按图 15-11 所示计算简图进行内力分析。

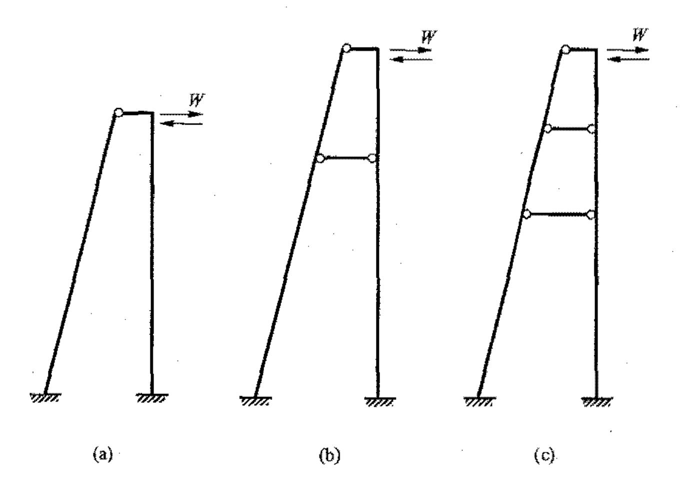


图 15-11　带端撑连续排架边柱计算简图

（a）无水平横杆时；（b）有一道水平横杆时；
（c）有二道水平横杆时

（5）构架梁系空间结构，可简化为平面桁架计算。

1）倒三角形布置钢梁，且不变截面（多用于 110kV 构架梁），计算简图如图 15-12 所示。

2）正三角形布置钢梁，且不变截面（多用于 220kV、330kV 及跨度和荷载不大的 500kV 构架梁），计算简图如图 15-13 所示。

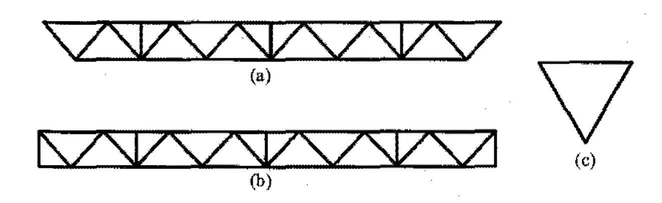


图 15-12　倒三角形布置构架简图（不变截面）

（a）梁正面；（b）梁下弦平面；（c）梁横断面

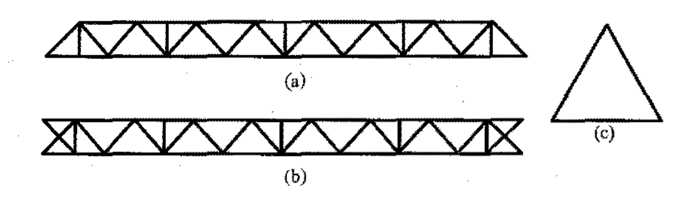


图 15-13　正三角形布置构架简图（不变截面）

（a）梁正面；（b）梁下弦平面；（c）梁横断面

3）正三角形布置钢梁，且采用变截面（多用于 500kV 及以上构架梁），计算简图如图 15-14 所示。

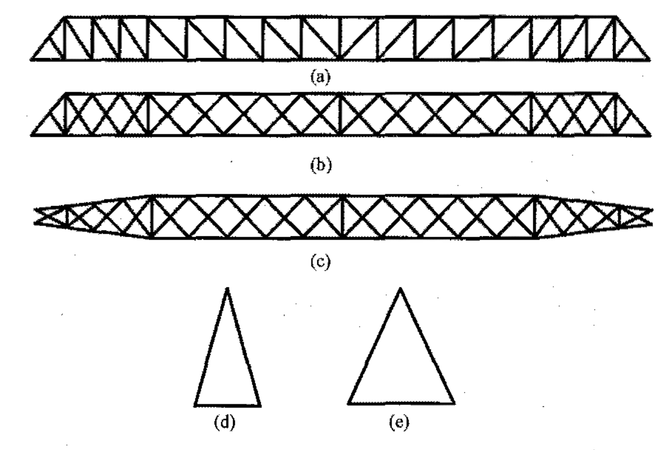


图 15-14　正三角形布置构架简图（变截面）

（a）梁正面（平行腹杆）；（b）梁正面（交叉腹杆）；
（c）梁下弦平面；（d）端部梁断面；（e）中间梁断面

4）构架梁应按挂线点位置合理设置节间，立面腹杆可选用不同的布置，并计算对比安全性和经济性后最终确定。

3. 采用空间分析软件计算

（1）采用程序计算时其运算速度较快，计算结果相比手算更精确，是目前最常采用的计算分析方法，其计算简图应符合实际受力状况。目前变电构架常用的计算程序有 STAAD、3D3S、STS 等，其中应用最广泛的是 STAAD，按此程序计算流程如图 15-15 所示。

（2）STAAD 程序计算注意以下事项：

1）整个结构计算体系应为不变体系。

2）所有节点应为稳定节点。

3）交叉腹杆不得中断。

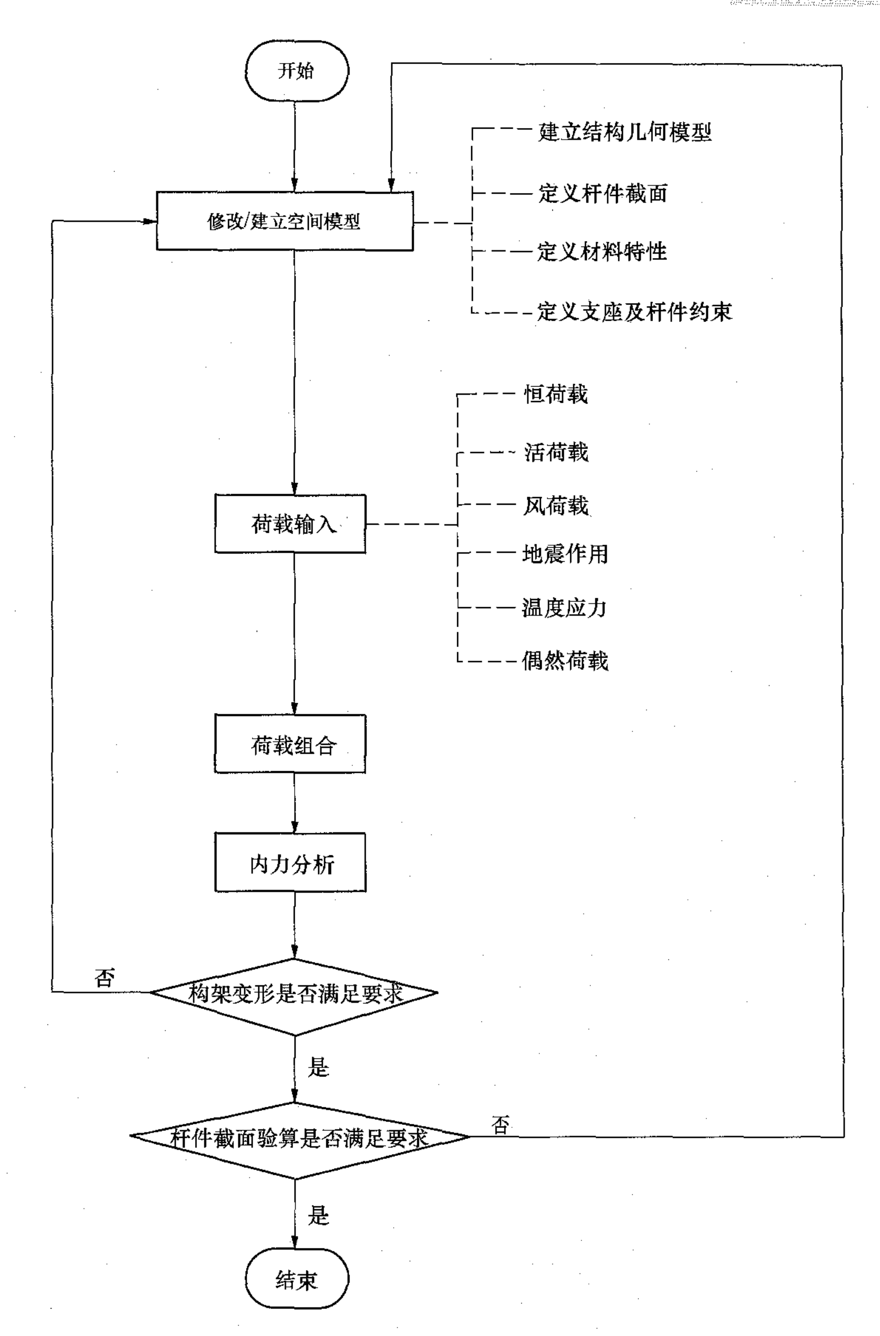


图 15-15　STAAD 电算流程图

4）注意根据实际情况对节点弯矩和水平力进行释放。

采用 STAAD 程序单独对构架进行分析时，由于构架梁、柱的连接一般采用椭圆孔铰接，计算时仅保留一个支座的水平约束，释放全部支座的节点弯矩及其他三个支座顺着椭圆孔方向的水平约束；按上述步骤轮流释放各支座水平力并取包络内力进行杆件设计。

5）应按表 15-11 中所列荷载效应值对应的荷载分别输入，对于联合构架的风荷载，需要按不同风向分别输入。荷载组合尽量全面，对于联合构架，每一种工况都可能会出现多种组合。

6）因 STAAD 内力分析虽然比较准确，但是进行规范检验和截面设计时，会因为参数填写不当等原因造成计算结果与实际情况不符。为避免出错，建议采用手算进行杆件截面验算。

（三）构件截面的验算

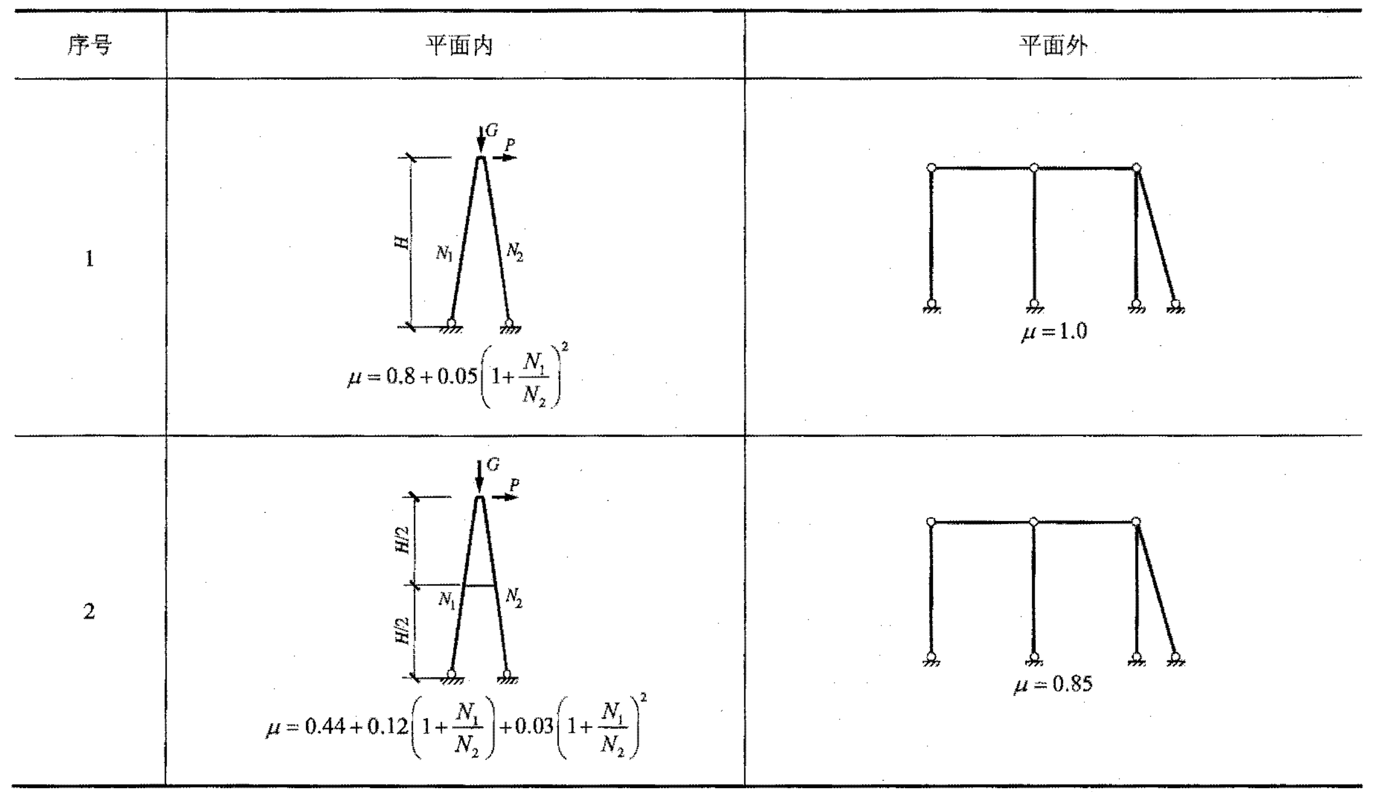
1. 计算长度的确定

（1）人字柱计算长度系数按表 15-12～表 15-14 选用。

（2）端撑受压柱，当柱脚为固接时，计算长度系数可取 $\mu=0.7$；当为铰接时，计算长度系数可取 $\mu=1.0$。当端撑和边柱之间设有铰接水平横杆时，则其下段的计算长度可取节间的几何长度，其上段和中间段计算长度可取节间的几何长度的 1.2 倍。

（3）格构式钢结构的计算长度系数应按现行规范 GB 50017 的规定计算确定。

表 15-12　　柱脚为铰接人字柱压杆的计算长度系数



序号	平面内	平面外
1	$\mu=0.8+0.05\left(1+\frac{N_1}{N_2}\right)^2$	$\mu=1.0$
2	$\mu=0.44+0.12\left(1+\frac{N_1}{N_2}\right)+0.03\left(1+\frac{N_1}{N_2}\right)^2$	$\mu=0.85$

注　N_1为拉杆时取“+”号，为压杆时取“−”号；N_2为承压杆，一律取“−”号。

表 15-13　　柱脚为固接时人字柱压杆的计算长度系数

平面内	平面外（单跨）	平面外（两跨及两跨以上）
$\mu=0.615+0.165\left(1+\frac{N_1}{N_2}\right)+0.055\left(\frac{N_1}{N_2}\right)^2$	$\mu=0.8+0.6\left(1+\frac{N_1}{N_2}\right)$	$\mu=0.8$
	$\mu=0.66+0.17\left(1+\frac{N_1}{N_2}\right)+0.1\left(\frac{N_1}{N_2}\right)^2$	$\mu=0.75$
	$\mu=0.7$	$\mu=0.7$

注　1. N_2计算的轴压比小于0.15时，平面外无端撑构架柱长细比不宜大于200。当平面外偏心率$\varepsilon_0\geqslant4$时，可按受弯构件计算。

$\varepsilon_0=\frac{e_0}{r_s}$（$e_0$为轴力对截面重心的偏心距，即$e_0=\frac{M}{N}$，$r_s$为环形截面平均半径）。

2. N_1为拉杆时取“+”号，为压杆时取“−”号；N_2为承压杆，一律取“−”号。

表 15-14　柱脚为固接有水平横杆时人字柱压杆的计算长度系数

序号	平面内	平面外
1	上段: μ=1.00 下段: μ=0.70	μ=0.50 H_0=0.50H
2	上段: μ=1.00 下段: μ=0.70	μ=0.60 H_0=0.60H
3	上段: μ=1.00 中段: μ=1.00 下段: μ=0.70	μ=0.50 H_0=0.50H

注　1. 人字柱平面外必须为无侧移的独立门型架或排架。

2. N_1 为拉杆时取"+"号，为压杆时取"−"号；N_2 为承压杆，一律取"−"号。

2. 长细比要求

（1）变电构架结构构件的长细比，不宜超过表15-15 中的数值：

表 15-15　变电构架结构构件的容许长细比

序号	杆件名称	容许长细比
1	受压主杆	150
2	支座处受压斜杆	150
3	其他受压杆	220
4	辅助杆	250
5	受拉杆	400
6	单杆钢管柱	150
7	格构式钢柱	120
8	全联合构架联系梁	120

（2）钢管结构的构架柱的长细比按式（15-37）计算：

$$\lambda = \frac{2.85L_0}{D} \tag{15-37}$$

式中　L_0——构件的计算长度，mm；

D——构件的外直径，mm。

格构式受压构件的换算长细比按现行规范 GB 50017 的规定计算确定，也可根据腹杆的布置按表15-16 的规定计算确定。

表 15-16　格构式结构构件的长细比计算公式

序号	简图	主材	斜材
1		$\frac{1.2L}{i_x}$	$\frac{L_1}{i_{y0}}$
2		$\frac{L}{i_{y0}}$	$\frac{L_1}{i_{y0}}$
3		$\frac{1.1L}{i_x}$	$\frac{L_1}{i_{y0}}$
4		$\frac{L}{i_{y0}}$	$\frac{L_1}{i_x}$ 或 $\frac{L_2}{i_{y0}}$ 中的较大者

注　对角钢 i_x 为平行轴回转半径，i_{y0} 为最小轴回转半径。表中简图为展开图。

3. 构件验算

（1）轴心受力构件验算。

1）轴心受拉或轴心受压构件的强度按式（15-38）计算：

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leqslant f \tag{15-38}$$

式中　N——轴心拉力或轴心压力，N；

A_n——净截面面积，mm^2；

f——钢结构抗压、抗拉、抗弯强度设计值，N/mm^2。

2）摩擦型螺栓连接处的强度按式（15-39）、式（15-40）计算：

$$\sigma = \left(1 - 0.5\frac{n_1}{n_2}\right)\frac{N}{A_n} \leqslant f \tag{15-39}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \leqslant f \tag{15-40}$$

式中　n——在节点或拼接处，构件一端连接的高强

度螺栓数目；

n_1——所计算截面（最外列螺栓处）上高强度螺栓数目；

A——构件的毛截面面积，mm^2。

3）实腹式轴心受压构件的稳定性按式（15-41）计算：

$$\frac{N}{\varphi A}\leqslant f \qquad (15\text{-}41)$$

式中 φ——轴心受压构件的稳定系数（取截面两主轴稳定系数中的较小者），应根据构件的长细比、钢材屈服强度和构件截面分类按现行规范 GB 50017《钢结构设计规范》采用。

格构式轴心受压构件的稳定计算仍按式（15-41）计算，但对虚轴的长细比应取换算长细比。

（2）受弯构件验算。

1）受弯构件强度按式（15-42）计算：

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}}+\frac{N_y}{\gamma_y W_{ny}}\leqslant f \qquad (15\text{-}42)$$

式中 M_x、N_y——同一截面处绕x轴和y轴的弯矩（对工字钢截面：x轴为强轴，y轴为弱轴），N·mm；

W_{nx}、W_{ny}——对 x 轴和 y 轴的净截面模量，mm^3；

γ_x、γ_y——截面塑性发展系数(对工字钢截面，γ_x=1.05，γ_y=1.20；对环形截面，$\gamma_x=\gamma_y$=1.15；当梁受压翼缘的自由外伸宽度与其厚度之比大于$13\sqrt{235/f_y}$，而不超过$15\sqrt{235/f_y}$时，应取γ_x=1.0，其中f_y为钢材的屈服强度；对需计算疲劳的梁，宜取$\gamma_x=\gamma_y$= 1.0；其他截面，可按现行规范 GB 50017 采用)。

2）受弯构件稳定计算公式如下：

除按现行规范 GB 50017 有关规定可不计算整体稳定性的梁以外，在最大刚度主平面内受弯的构件，其整体稳定性按式（15-43）计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x}\leqslant f \qquad (15\text{-}43)$$

式中 M_x——绕强轴作用的最大弯矩，N·mm；

W_x——按受压纤维确定的梁毛截面模量，mm^3；

φ_b——梁的整体稳定性系数。按现行规范 GB 50017 确定。

除按现行规范 GB 50017 中有关规定可不计算整体稳定性的梁以外，在两个平面内受弯的 H 型钢截面或工字形截面构件，其整体稳定性按式（15-44）计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x}+\frac{M_y}{\gamma_y W_y}\leqslant f \qquad (15\text{-}44)$$

式中 W_x、W_y——按受压纤维确定的对 x 轴和对 y 轴毛截面模量，mm^3；

φ_b——绕强轴弯曲所确定的梁的整体稳定性系数。按现行规范 GB 50017 确定。

（3）拉弯构件和压弯构件验算。

1）弯矩作用在主平面内的拉弯构件和压弯构件，其强度按式（15-45）计算：

$$\frac{N}{A_n}\pm\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}}+\frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}}\leqslant f \qquad (15\text{-}45)$$

式中 γ_x、γ_y——截面塑性发展系数；对工字钢截面，γ_x=1.05，γ_y=1.20；对圆形截面，$\gamma_x=\gamma_y$=1.15；其他截面，可按现行规范 GB 50017 采用。

2）弯矩作用在对称平面内（绕x轴）的实腹式压弯构件，其平面内的稳定性按式（15-46）计算：

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{\gamma_x W_{1x}\left(1-0.8\dfrac{N}{N'_{Ex}}\right)}\leqslant f \qquad (15\text{-}46)$$

式中 N——所计算构件段范围内的轴心压力，N；

N'_{Ex}——参数，$N'_{Ex}=\pi^2EA/(1.1\lambda_x^2)$；

φ_x——弯矩作用平面内的轴心受压构件稳定系数；

M_x——所计算构件段范围内的最大弯矩，N·mm；

W_{1x}——在弯矩作用平面内对较大受压纤维的毛截面模量，mm^3；

β_{mx}——等效弯矩系数。

式（15-46）中 β_{mx} 应按下列规定采用：

a. 对于框架柱和两端支承的构件：①无横向荷载作用时：$\beta_{mx}=0.65+0.35\dfrac{M_2}{M_1}$，$M_1$ 和 M_2 为端弯矩，使构件产生同向曲率（无反弯点）时取同号，使构件产生反向曲率（有反弯点）时取异号，$|M_1|\geqslant|M_2|$；②有端弯矩和横向荷载同时作用时：使构件产生同向曲率时，β_{mx}=1.0；使构件产生反向曲率时，β_{mx}=0.85；③其他情况：β_{mx}=1.0。

b. 对于单轴对称截面压弯构件，当弯矩作用在对称轴平面内且使翼缘受压时，除应按式（15-46）计算

外，还需按式（15-47）计算：

$$\left|\frac{N}{A}-\frac{\beta_{mx}M_x}{\gamma_x W_{2x}\left(1-1.25\frac{N}{N'_{Ex}}\right)}\right|\leqslant f \qquad (15\text{-}47)$$

式中　W_{2x}——对无翼缘端的毛截面模量，mm^3。

3）弯矩作用在对称平面内（绕 x 轴）的实腹式压弯构件，其弯矩作用平面外的稳定性按式（15-48）计算：

$$\frac{N}{\varphi_y A}+\eta\frac{\beta_{tx}M_x}{\varphi_b W_{1x}}\leqslant f \qquad (15\text{-}48)$$

式中　φ_y——弯矩作用平面外的轴心受压构件稳定系数，应根据构件的长细比、钢材屈服强度和构件截面分类按现行规范 GB 50017《钢结构设计规范》采用；

φ_b——均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数，按现行规范 GB 50017 计算，对闭口截面 $\varphi_b=1.0$；

M_x——所计算构件范围内的最大弯矩，N·mm；

η——截面影响系数，闭口截面 $\eta=0.7$，其他截面 $\eta=1.0$；

β_{tx}——等效弯矩系数，计算方法同式（15-46）中 β_{mx}。

4）弯矩绕虚轴（x 轴）作用的格构式压弯构件，其弯矩作用平面内的整体稳定性按式（15-49）计算：

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{W_{1x}\left(1-\varphi_x\frac{N}{N'_{Ex}}\right)}\leqslant f \qquad (15\text{-}49)$$

$$W_{1x}=I_x/y_0$$

式中　I_x——对 x 轴的毛截面惯性矩，mm^4；

y_0——由 x 轴到压力较大分肢的轴线距离或者到压力较大分肢腹板外边缘的距离，二者取较大者，mm；

φ_x、N'_{Ex}——换算长细比确定。

弯矩作用平面外的整体稳定可不计算，但应计算分肢的稳定性，分肢的轴心力应按桁架的弦杆计算。对缀板柱的分肢还应考虑由剪力引起的局部弯矩。

5）弯矩绕实轴作用的格构式压弯构件，其弯矩作用平面内和平面外的稳定性计算均与实腹式构件相同，但在计算弯矩作用平面外的整体稳定性时，长细比应取换算长细比，φ_b 应取 1.0。

6）根据相当数量的构架模拟试验和真型整体试验实测结果和工程设计的实际经验，对变电构架的双向弯曲实腹式和格构式受压构件的整体稳定验算。由于其在平面内和平面外的支承（约束）条件不同，其挠度曲线也不同，在两主轴方向各自的最大挠曲点和最大弯矩点并不在同一截面位置。因此，对构架的双向弯曲实腹式和格构式受压整体柱整体稳定的验算可分别按两主轴方向单独验算其整体稳定性，不考虑两个方向的相互影响。

可同时按式（15-50）和式（15-51）分别验算其整体稳定：

$$\sigma_x=\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{\gamma_x W_{ix}\left(1-0.8\frac{N}{N'_{Ex}}\right)}\leqslant f \qquad (15\text{-}50)$$

$$\sigma_y=\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{my}M_y}{\gamma_y W_{iy}\left(1-0.8\frac{N}{N'_{Ey}}\right)}\leqslant f \qquad (15\text{-}51)$$

$$N'_{Ex}=\pi^2 EA/(1.1\lambda_x^2)$$

$$N'_{Ey}=\pi^2 EA/(1.1\lambda_y^2)$$

式中　φ_x、φ_y——对强轴 x–x 和弱轴 y–y 的轴心受压构件稳定系数；

M_x、M_y——所计算构件段范围内对强轴和弱轴的最大弯矩，N·mm；

N'_{Ex}、N'_{Ey}——参数；

W_{ix}、W_{iy}——分别为对应 x、y 轴的方向最大受压纤维的毛截面抵抗矩，mm^3；

β_{mx}、β_{my}——分别为对应 x、y 轴方向弯矩作用平面内的等效弯矩系数，应按式（15-46）中有关规定采用，变电构架建议 1.0。

如果不符合上述条件的情况，应按现行规范 GB 50017 的相关规定计算，并考虑另一方向的相互影响。

7）双向弯曲格构式压弯构件应分别验算其两个主轴方向的整体稳定性，在弯矩作用平面内的整体稳定性应按式（15-52）、式（15-53）计算：

$$\sigma_x=\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{W_{ix}\left(1-\varphi_x\frac{N}{N'_{Ex}}\right)}\leqslant f \qquad (15\text{-}52)$$

$$\sigma_y=\frac{N}{\varphi_y A}+\frac{\beta_{my}M_y}{W_{iy}\left(1-\varphi_y\frac{N}{N'_{Ey}}\right)}\leqslant f \qquad (15\text{-}53)$$

式中　φ_x、φ_y、N'_{Ex}、N'_{Ey}——由换算长细比确定；

A——格构式柱的弦杆截面积总和，mm^2；

W_{ix}、W_{iy}——两主轴方向最大受压纤维毛截面抵抗矩，mm^3，可按式（15-54）、式（15-55）计算。

图 15-16 所示四边形格构式构件两主轴方向最大受压纤维毛截面抵抗矩：

$$W_{ix}=2A_1b \quad (15\text{-}54)$$

$$W_{iy}=2A_1a \quad (15\text{-}55)$$

图 15-17 所示三角形格构式构件两主轴方向最大受压纤维毛截面抵抗矩：

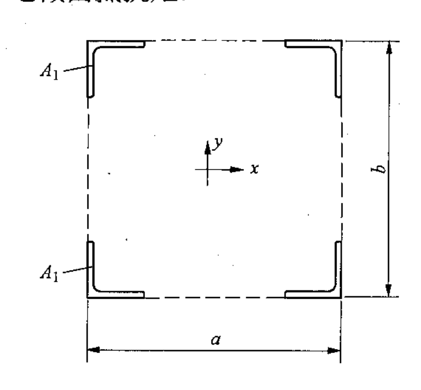


图 15-16　四边形格构式构件 W_{ix}、W_{iy} 计算简图

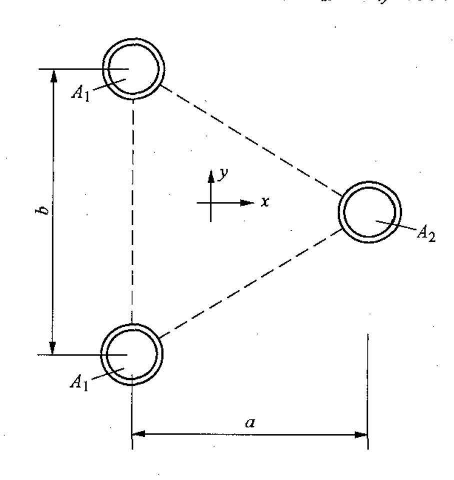


图 15-17　三边形格构式构件 W_{ix}、W_{iy} 计算简图

$$W_{ix}=A_1b \quad (15\text{-}56)$$

$$W_{iy}=2A_1a\text{（}A_1\text{受压）} \quad (15\text{-}57)$$

$$W_{iy}=A_2a\text{（}A_2\text{受压）} \quad (15\text{-}58)$$

式中　A_1、A_2——单支杆件毛截面面积，mm^2；

a、b——格构式构件截面尺寸，mm。

除应分别验算两主轴弯矩作用平面内的整体稳定性外，尚应验算分支的稳定性，分支的轴力应按桁架的弦杆计算。

8）对于可能上人的钢结构杆件，均应验算上人时所产生的局部弯曲应力。对于上人时可能承受轴向压力的杆件，还应验算上人时的压弯稳定。上人荷载可取 P=1kN。对单螺栓连接的杆件和与水平节点板连接的杆件，其弯矩值可取 $M=PL/4$，对有两个及以上螺栓连接的杆件或焊接连接的杆件，其弯矩值可取 $M=PL/6$。其中，L 为杆件计算长度，对于单螺栓连接的杆件为螺栓之间的距离；对于两个及以上螺栓连接的杆件为两端内侧螺栓的距离；对于焊接连接的杆件为两端内侧焊缝之间的距离。当杆件端部通过节点板连接时，应包含节点板的连接长度。

（4）环形及多边形钢管的验算。

1）环形及多边形钢管轴心受拉强度按式（15-59）计算：

$$\frac{N}{A_n}\leqslant f \quad (15\text{-}59)$$

式中　N——轴心拉力或轴心压力，N；

A_n——净截面面积，mm^2；

f——钢结构抗拉、抗压、抗弯强度设计值，N/mm^2。

2）环形构件压弯局部稳定除按式（15-60）计算外，尚需满足现行规范 GB 50017 中钢管截面的受压构件，其外径与壁厚之比不应超过 100（$235/f_y$）的规定：

$$\frac{N'}{Af_c}+\frac{MC}{If_b}\leqslant 1 \quad (15\text{-}60)$$

式中　N'——轴心压力，N；

A——毛截面面积，mm^2；

M——截面弯矩，N・mm；

I——毛截面惯性矩，mm^4；

C——计算点到中和轴的距离，mm；

f_c——环形构件受压局部稳定的钢材强度设计值，N/mm^2；

f_b——环形构件受弯局部稳定的钢材强度设计值，N/mm^2。

3）多边形构件压弯局部稳定按式（15-61）、式（15-62）计算：

$$\frac{N'}{A}+\frac{M_xC_y}{I_x}\leqslant f' \quad (15\text{-}61)$$

$$\frac{N'}{A}+\frac{M_yC_x}{I_y}\leqslant f' \quad (15\text{-}62)$$

式中　M_x、M_y——分别为绕 x 轴、y 轴截面弯矩，N・mm；

I_x、I_y——分别为绕 x、y 轴的毛截面惯性矩，mm^4；

C_x、C_y——分别为计算点在 x、y 轴的投影长度，mm；

f'——多边形构件压弯局部稳定的钢材强度设计值，N/mm^2。

上述式子中常用多边形钢的 f' 按下列方法取值：

a. 八边形：

当 $\sqrt{f}\dfrac{W}{t}\leqslant 660$ 时，$f'=f$

当 $660\leqslant\sqrt{f}\dfrac{W}{t}\leqslant 925$ 时：

$$f'=1.42f\left(1.0-0.000448\sqrt{f}\frac{W}{t}\right)$$

b. 十二边形：

当 $\sqrt{f}\dfrac{W}{t}\leqslant 610$ 时，$f'=f$

当 $610\leqslant\sqrt{f}\dfrac{W}{t}\leqslant 925$ 时

$$f'=1.45f\left(1.0-0.000507\ \sqrt{f}\frac{W}{t}\right)$$

c. 十六边形：

当 $\sqrt{f}\dfrac{W}{t}\leqslant 545$ 时，$f'=f$

当 $545\leqslant\sqrt{f}\dfrac{W}{t}\leqslant 925$ 时

$$f'=1.42f\left(1.0-0.000539\ \sqrt{f}\frac{W}{t}\right)$$

式中　W——多边形钢管的一条边的平直宽度，可按图 15-18 及表 15-17 计算选用。

4）多边形构件的弯曲强度按式（15-63）计算，环形构件的弯曲强度按式（15-64）计算：

$$\frac{MC}{I}\leqslant f' \tag{15-63}$$

$$\frac{MC}{I}\leqslant f_b \tag{15-64}$$

5）多边形或环形构件的剪切强度按式（15-65）计算：

$$V\frac{Q}{It}+T\frac{C}{J}\leqslant 0.58f \tag{15-65}$$

式中　V——剪力，N；

T——扭矩，N·mm；

J——极惯性矩。

6）多边形的复合受力强度按式（15-66），环形构件的复合受力强度按式（15-67）计算：

$$\left(\frac{N'}{A}+\frac{M_xC_y}{I_x}+\frac{M_yC_x}{I_y}\right)^2+3\left(V\frac{Q}{It}+T\frac{C}{J}\right)^2\leqslant f'^2 \tag{15-66}$$

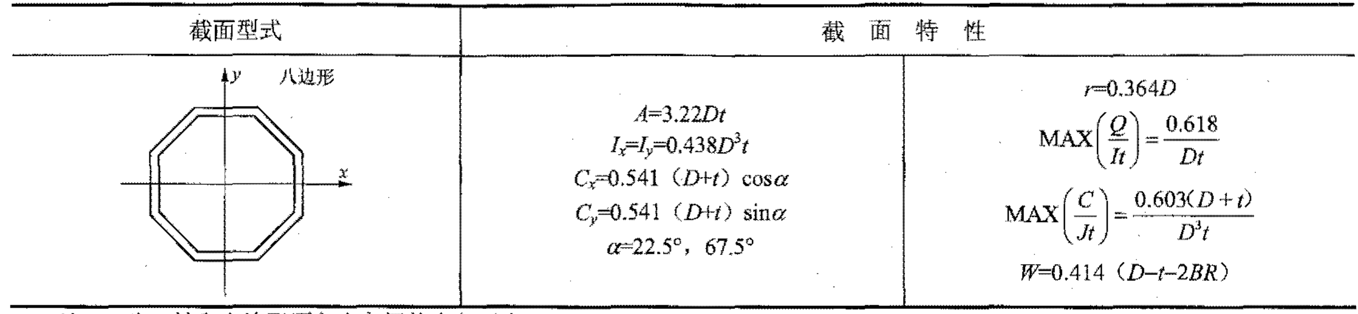
$$\left(\frac{N'}{A}+\frac{M_xC_y}{I_x}+\frac{M_yC_x}{I_y}\right)^2+3\left(V\frac{Q}{It}+T\frac{C}{J}\right)^2\leqslant f_b^2 \tag{15-67}$$

7）常用多边形钢管截面特性见表 15-17。

表 15-17　常用多边形钢管截面特性

截面型式	截面特性	
环形（x, y 轴）	$A=3.14Dt$ $I_x=I_y=0.393D^3t$ $C_x=0.5\,(D+t)\cos\alpha$ $C_y=0.5\,(D+t)\sin\alpha$	$r=0.354D$ $\text{MAX}\left(\dfrac{Q}{It}\right)=\dfrac{0.637}{Dt}$ $\text{MAX}\left(\dfrac{C}{Jt}\right)=\dfrac{0.637(D+t)}{D^3t}$
十六边形（x, y 轴）	$A=3.19Dt$ $I_x=I_y=0.403D^3t$ $C_x=0.51\,(D+t)\cos\alpha$ $C_y=0.51\,(D+t)\sin\alpha$ $\alpha=11.25°，33.75°，56.25°，78.75°$	$r=0.356D$ $\text{MAX}\left(\dfrac{Q}{It}\right)=\dfrac{0.634}{Dt}$ $\text{MAX}\left(\dfrac{C}{Jt}\right)=\dfrac{0.628(D+t)}{D^3t}$ $W=0.199\,(D-t-2BR)$
十二边形（x, y 轴）	$A=3.22Dt$ $I_x=I_y=0.411D^3t$ $C_x=0.518\,(D+t)\cos\alpha$ $C_y=0.518\,(D+t)\sin\alpha$ $\alpha=15°，45°，75°$	$r=0.358D$ $\text{MAX}\left(\dfrac{Q}{It}\right)=\dfrac{0.631}{Dt}$ $\text{MAX}\left(\dfrac{C}{Jt}\right)=\dfrac{0.622(D+t)}{D^3t}$ $W=0.268\,(D-t-2BR)$

续表



截面型式	截 面 特 性	
八边形	$A=3.22Dt$ $I_x=I_y=0.438D^3t$ $C_x=0.541\ (D+t)\ \cos\alpha$ $C_y=0.541\ (D+t)\ \sin\alpha$ $\alpha=22.5°,\ 67.5°$	$r=0.364D$ $\mathrm{MAX}\left(\frac{Q}{It}\right)=\frac{0.618}{Dt}$ $\mathrm{MAX}\left(\frac{C}{Jt}\right)=\frac{0.603(D+t)}{D^3t}$ $W=0.414\ (D-t-2BR)$

注 α 为 x 轴和多边形顶角点之间的夹角（°）。
D 为平均直径（mm），$D=D_0-t$；D_0 为圆的外直径或多边形两对应边，外边至外边的距离（mm）。
t 为厚度（mm）。
A 为毛截面面积（mm^2）。
I_x 为绕 x 轴的毛截面惯性矩（mm^4）。
I_y 为绕 y 轴的毛截面惯性矩（mm^4）。
C_x 为计算点在 x 轴的投影长度（mm）。
C_y 为计算点在 y 轴的投影长度（mm）。
r 为回转半径（mm）。
$\frac{Q}{It}$ 为确定最大弯曲剪应力的参数（$1/mm^2$）。
$\frac{C}{Jt}$ 为确定最大扭转剪应力的参数（$1/mm^3$），J 为极惯性矩（mm^4）。
W 为多边形一条边的平直宽度（mm）（图 15-18）。
BR 为有效弯曲半径（mm），如图 15-18，如果弯曲半径小于 $4t$，BR=实际弯曲半径，如果弯曲半径大于 $4t$，$BR=4t$。

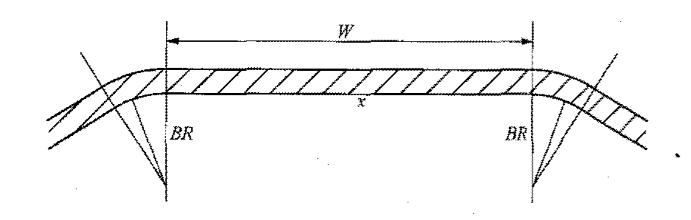


图 15-18　多边形断面的展开宽度及弯曲半径

（5）构件折减系数。

1）当格构式构架梁、柱采用单面连接的单角钢时，设计强度应根据不同的工作条件乘以折减系数，λ为长细比，对中间无联系的单角钢压杆取最小回转半径计算，当$\lambda<20$，取$\lambda=20$。

a. 按轴心受压计算强度和连接，折减系数取 0.85；

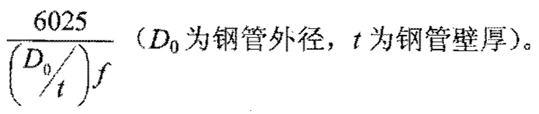
b. 按轴心受压计算稳定性，等边角钢折减系数取 $0.6+0.0015\lambda$，但不大于 1.0；

c. 短边连接的不等边角钢折减系数取 $0.5+0.0025\lambda$，但不大于 1.0；

d. 长边连接的不等边角钢折减系数取 0.7。

2)偏心连接的钢管构件按轴心受力计算强度和连接取 0.85。

3）偏心连接的钢管构件按轴心受压计算稳定性：当 $\frac{24100}{f}<\frac{D_0}{t}\leqslant\frac{76130}{f}$ 时，折减系数为 $0.75+$



$\frac{6025}{\left(\frac{D_0}{t}\right)f}$（$D_0$ 为钢管外径，t 为钢管壁厚）。

4）偏心连接的组合断面构件按轴心受力计算强度和连接，折减系数取 0.85。

5）无垫板的单面焊接对接焊缝强度，折减系数取 0.85。

6）施工条件较差的高空安装焊缝，折减系数取 0.90。

（6）变形计算。

1）构架在正常使用状态下的变形限值，不宜超过表 15-18 所规定的数值，正常使用状态可取安装工况（计算风速 v=10m/s，无冰及相应的环境温度）条件作为变形验算的荷载条件。在验算以承受风荷载为主的中间构架的柱顶变形时，可取最大风工况条件下的组合（其中风荷载乘以 0.5）。作为正常使用极限状态变形验算的荷载条件。

表 15-18　构架的允许挠度值

序号	结 构 类 别		允许挠度
1	构架横梁（跨中）	220kV 及以下	$L/200$
		330kV、500kV	$L/300$
		750kV	$L/400$
2	构架横梁（悬臂部分）	220kV 及以下	$L/100$
		330～500kV	$L/150$
		750kV	$L/200$
3	主变构架横梁（500kV 及以上每相一跨）		$L/200$
4	自立式构架	500kV 及以下	$L/150$
5	无拉线的单杆构架柱		$H/100$

续表

序号	结构类别		允许挠度
6	人字柱	平面内、平面外（带端撑）	$H/200$
		平面外（不带端撑）	$H/100$

注　表中 L 为梁跨度，H 为构架柱计算点高度。

2）在验算以承受风荷载为主的避雷针的柱顶变形时，可取最大风工况条件下的组合（其中风荷载乘以 0.5）。作为正常使用极限状态变形验算的荷载条件。避雷针在正常使用状态下的变形，不宜超过表 15-19 所规定的数值。

表 15-19　　避雷针的允许挠度值

序号	结构类别		允许挠度
1	针尖部分		不限
2	避雷针	格构式钢结构	$H/100$
		钢管结构	$H/70$

注　避雷针针尖部分长度不宜大于 5m；钢管最小管径不宜小于 150mm。

3）当按相对张力差计算中间柱柱顶的水平位移时，除应满足表 15-18 所规定的限值外，还应满足带电导线最大允许的弛度的要求。

（7）结构构件的截面按式（15-68）进行抗震验算：

$$S \leqslant R/\gamma_{RE} \tag{15-68}$$

式中　γ_{RE}——承载力抗震调整系数，除另有规定外，应按照现行规范 GB 50011《建筑抗震设计规范》采用。

（四）基础计算

1. 基础类型

变电构架常用基础类型见表 15-20。

表 15-20　　变电构架常用基础类型

序号	持力层	常用基础类型
1	承载力高且变形小	混凝土刚性基础
2	承载力较高或一般，变形稍大的土层	钢筋混凝土柔性基础
3	持力层较深	钢筋混凝土墩基础或桩基础
4	持力层较深但可采用复合地基	钢筋混凝土柔性基础
5	中风化或微风化基岩	混凝土刚性基础或锚杆基础

变电构架在地质条件较好时应优先选用混凝土刚性基础，并应结合现场条件以及施工条件进行综合分析，充分利用各种有利因素，根据不同需求采用合理的措施，选用经济可靠的基础型式和地基处理方法。

2. 基础设计

（1）基础埋深。变电构架基础的埋深，除应满足地基强度、稳定和变形的要求外，还需满足基础上拔和倾覆稳定的要求，其余需要满足现行规范 GB 50007 的相关要求。

（2）地基承载力计算。变电构架基础地基承载力计算时传至基础或桩承台的荷载采用正常使用状态下荷载效应的标准组合，相应的抗力采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值。当构架基础地基持力层范围内有软弱下卧层时，应验算下卧层承载力。具体计算详见现行规范 GB 50007 的相关章节。

（3）地基变形计算。变电构架基础的变形应满足其上部电气设备正常运行对位移的要求，对于刚接构架基础一般不大于 150mm，铰接构架基础不大于 200mm。构架基础容许沉降差或倾斜值：刚性构架基础为 $0.003l$（l 为基础对应方向的长度），铰接构架基础无沉降差和倾斜度的限制。如有需要时，应与工艺专业商议采用其他合理、有效措施保证设备安全运行。现行规范 DL/T 5457 中根据工程实践经验，提出了构架基础可不作地基变形计算的范围（表 15-21）。

表 15-21　可不作地基变形计算的变电构架基础范围

变电构架型式	地基主要受力层情况		
	承载力特征值 f_{sk}（kPa）	各土层坡度（%）	压缩模量 E_s（MPa）
刚接构架	≥160	≤7	≥6.5
铰接构架	≥130	≤10	≥4.5

构架基础在参考表 15-21 不验算相邻基础的沉降差时，要求相邻基础的地基持力层基本一致且在基础的地基变形影响深度范围内没有软弱夹层，否则仍需要进行地基变形计算。

对于不满足表 15-21 要求的变电构架基础需要计算变形，计算方法详见现行规范 GB 50007《建筑地基基础设计规范》的相关要求。

（4）基础抗拔和抗倾覆计算。

1）构架基础计算抗拔或倾覆稳定时，上部荷载应按承载力极限状态下荷载效应的基本组合。

2）构架基础计算抗拔或倾覆稳定时，应按是否计算基础侧土作用的两种情况分别采用不同的设计稳定系数 K_s 或 K_G。基础所承受的荷载应小于或等于上述两种情况下基础抗拔力或倾覆弯矩除以所对应的设计稳定系数 K_s 或 K_G。K_s 是用于按极限土抗力作用来计算抗倾覆力矩及按锥形土体来计算抗拔力的稳定系数，其值应取 1.5；K_G 是用于按基础自重及基础台阶

上土重来计算抗倾覆力矩或抗拔力的稳定系数，其值应取1.0。

3）当计算基础侧土作用时，按倒锥形土体计算基础的抗拔承载力时，应按式（15-69）验算：

$$T \leqslant \frac{(V_t - V_0)\ \gamma_0 + G}{K_s} \qquad (15\text{-}69)$$

式中　T——在荷载效应基本组合作用下基础所承受的上拔力设计值，kN；

V_t——在荷载效应基本组合作用下基础所承受的上拔力设计值，m^3；

V_0——在荷载效应基本组合作用下基础所承受的上拔力设计值，m^3；

γ_0——土的重度（地下水位以下取土的浮重度），kN/m^3；

G——基础自重标准值，kN。

按极限土抗力计算基础上拔和倾覆稳定时，土的计算重度γ_0和计算上拔角α，应根据地质勘察资料提供的土的类别和状态按表15-22取用。如基坑回填土夯实程度已达到现行施工验收规范规定要求可按夯实土计算。

表15-22　　土的计算重度γ_0和计算上拔角α

序号	类别/参数	黏性土			砂土				粉土		
		坚硬、硬塑	可塑	软塑	粗砂、中砂	细砂	粉砂	砾砂	密实	中密	稍密
1	γ_0（kN/m^3）	17	16	15	17	16	15	19	17	16	15
2	α	25°	20°	10°	28°	26°	22°	30°	25°	20°	10°

注　位于稳定性的地下水位以下的土的计算重度应取浮重度。

4）当不计算基础侧土作用，按基础自重及台阶上土的自重计算基础的抗拔承载力时，应按式（15-70）验算：

$$T \leqslant \frac{G + G_0}{K_s} \qquad (15\text{-}70)$$

式中　G——基础自重标准值，kN；

G_0——基础底板上的土重标准值，kN。

5）不计算基础侧土作用的基础的倾覆稳定可按式（15-71）、式（15-72）验算：

$$\frac{Ne_x}{M_x} \geqslant K_G \qquad (15\text{-}71)$$

$$\frac{Ne_y}{M_y} \geqslant K_G \qquad (15\text{-}72)$$

式中　N——在荷载效应基本组合作用下基础底面以上的轴力设计值，kN；

M_x、M_y——分别在荷载效应基本组合作用下基础底面的x和y方向外力矩设计值，kN·m；

e_x、e_y——垂直力对基础x和y方向基础边缘倾覆点的距离，m。

（5）基础配筋计算按现行规范GB 50007及JGJ 94的相关要求。

四、节点设计及构造要求

（一）节点设计

1．钢管柱段、梁段拼接

钢管柱段、梁段之间宜优先采用法兰连接，当条件许可且采取有效防腐措施时，可采用剖口对接焊。

（1）法兰连接。

1）法兰承载力计算。

a．刚性法兰极限承载力按式（15-73）计算：

$$P \leqslant nN_t^b - \frac{nMY_{max}}{\sum Y_i^2} \qquad (15\text{-}73)$$

式中　P、M——承载力极限拉力和弯矩设计值；

N_t^b——单个螺栓极限承载力设计值；

n——法兰螺栓数量，应根据杆件拉力和布置构造要求确定；

Y_{max}——法兰盘受力最大的螺栓中心到旋转轴的距离；

Y_i——法兰盘每个螺栓中心到旋转轴的距离［当$\frac{M}{P} \geqslant \frac{d}{2}$时以管外壁切线为旋转轴，否则以钢管中心线为旋转轴；以受压螺栓支撑法兰盘时（法兰盘之间不顶紧），应以钢管中心线为旋转轴］；

d——法兰连接的钢管外径。

b．柔性法兰极限承载力按式（15-74）计算：

$$P \leqslant \frac{na}{m(a+b)} N_t^b - \frac{4M}{d} \qquad (15\text{-}74)$$

式中　a——法兰的螺栓中心到法兰外边缘的距离；

b——法兰的螺栓中心到钢管外壁的距离；

m——法兰盘螺栓受力修正系数，通常可取m=0.65。

2）法兰板厚度计算。法兰板的连接计算简图如图15-19所示。

a. 刚性法兰板厚度 t 应按式（15-75）计算，且不应小于 16mm：

$$t=\sqrt{\left[0.7-\frac{0.1363}{0.22+(\alpha-0.15)^2}\right]\frac{N_t^b}{\alpha f}} \qquad (15\text{-}75)$$

式中 α——法兰盘宽度 L_y 与加劲板中心净距离 L_x 的比值，通常加劲板中心距宜等于螺栓间距；

f——法兰盘强度设计值。

b. 柔性法兰的法兰板厚度应按式（15-76），式（15-77）计算确定，且不应小于 20mm。

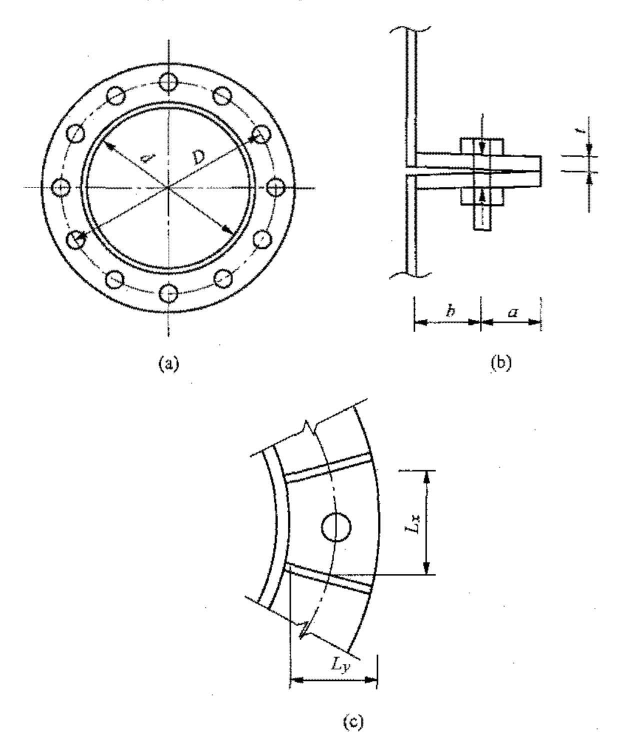


图 15-19　法兰连接计算简图

$$t=\sqrt{\frac{2.5bN_t^b}{Sf}} \qquad (15\text{-}76)$$

$$S=\frac{\pi D}{n} \qquad (15\text{-}77)$$

式中 S——法兰螺栓的间距，mm；

D——法兰螺栓分布圆的直径，mm。

c. 刚性法兰加劲板的厚度不应小于 6mm，并应满足式（15-78）。加劲板的高厚比应满足式（15-79）：

$$t\geqslant\frac{5bN_t^b}{h^2 f} \qquad (15\text{-}78)$$

$$\frac{h}{t}\leqslant 13\sqrt{\frac{235}{f_y}} \qquad (15\text{-}79)$$

式中 h——加劲板的高度；

f_y——加劲板的钢材屈服强度。

（2）焊缝连接。当采用剖口对接焊时，焊缝的质量等级不应低于二级；寒冷地区采用剖口对接焊缝的材质和构造尺寸应满足低温使用环境的要求。

2. 人字柱节点

（1）端撑与人字柱边柱的连接宜采用销钉或螺栓连接。

（2）变电构架人字柱柱头连接构造的设计必须保证有足够的刚度，尽量减少柱头连接的偏心。

（3）钢管人字柱的柱头优先采用图 15-20 所示连接方式，顶板、加劲板和剪力板的厚度不应小于表 15-23 的规定。

表 15-23　人字柱柱头构件最小厚度　（mm）

序号	名称	500～750kV	220kV	110kV 及以下
1	柱顶板	10	8	8
2	加劲板	8	6	6
3	剪力板	不小于主管厚度		

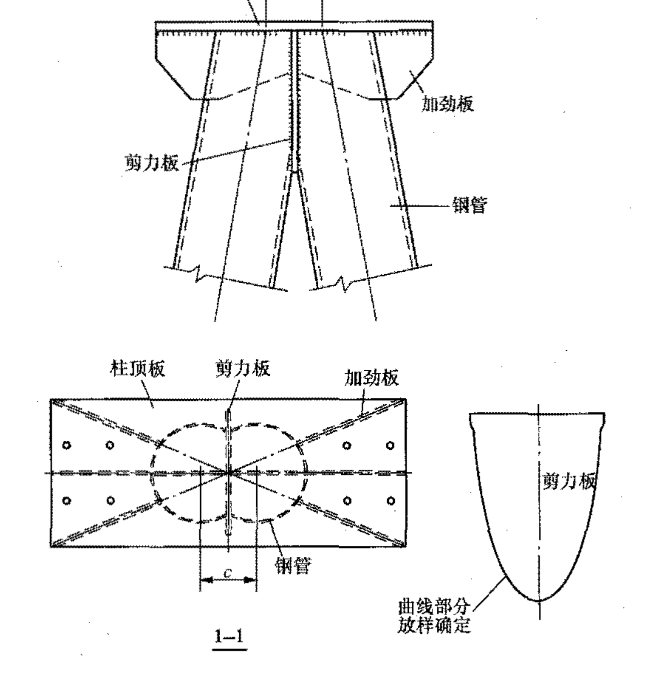


图 15-20　钢管人字柱柱头大样

（4）人字柱的主柱与水平横杆的连接，应在平面外有足够的刚度，以保证拉压杆的共同作用。

（5）当计算模型中横梁与构架柱按铰接考虑时，为便于安装和减小温度作用效应的影响，螺栓孔可采用椭圆孔。

3. 单管梁与构架柱连接

单管梁与构架柱连接可采用图 15-21 或图 15-22 所示的方式。

4. 常用格构式梁、柱节点大样

常用格构式梁、柱节点大样如图 15-23～图 15-25。

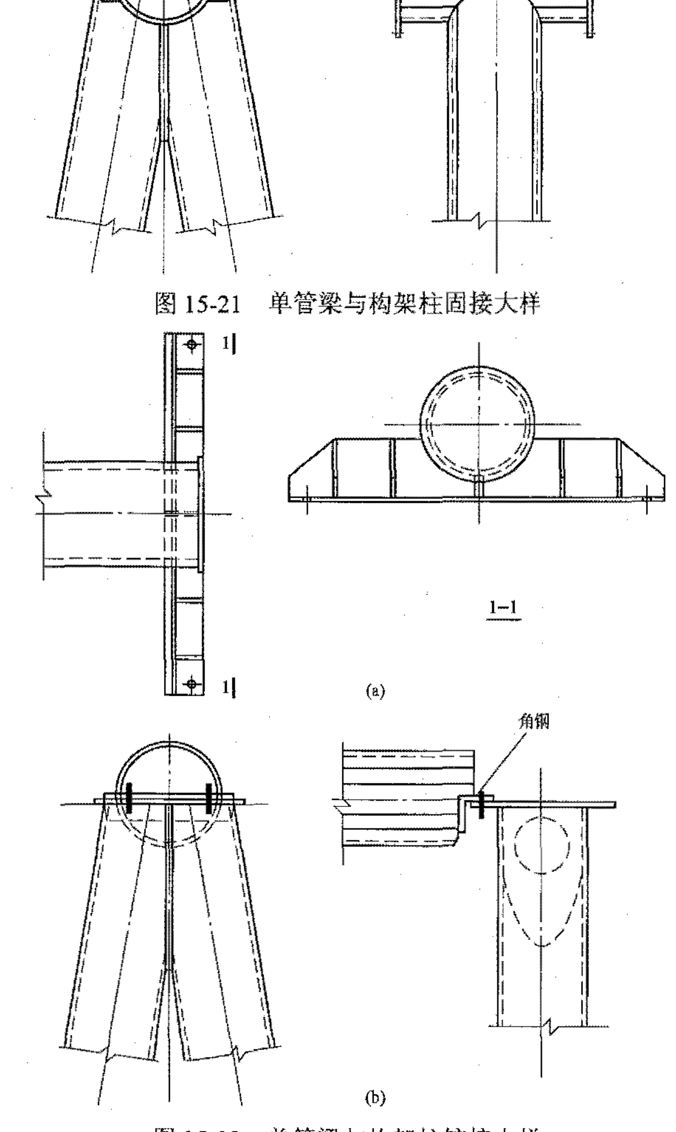
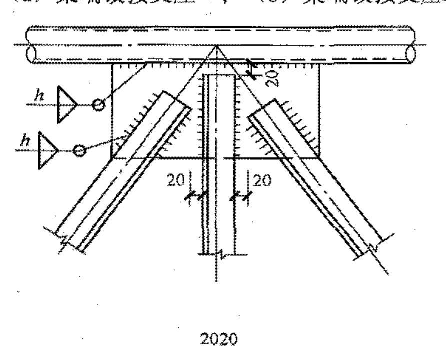


图 15-21 单管梁与构架柱固接大样

图 15-22 单管梁与构架柱铰接大样

（a）梁端铰接支座一；（b）梁端铰接支座二



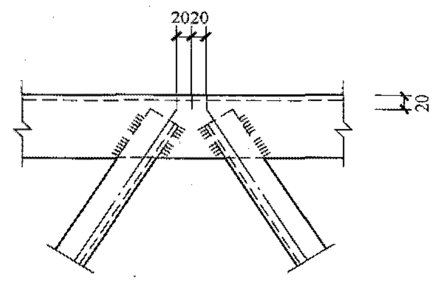


图 15-23 焊接节点大样

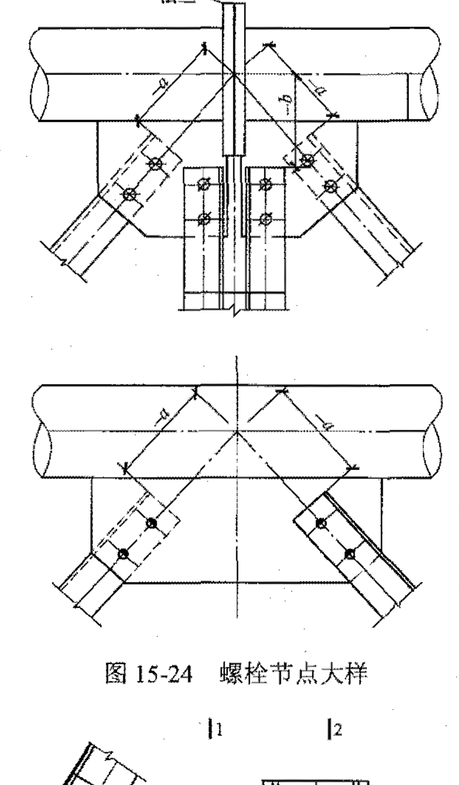


图 15-24 螺栓节点大样

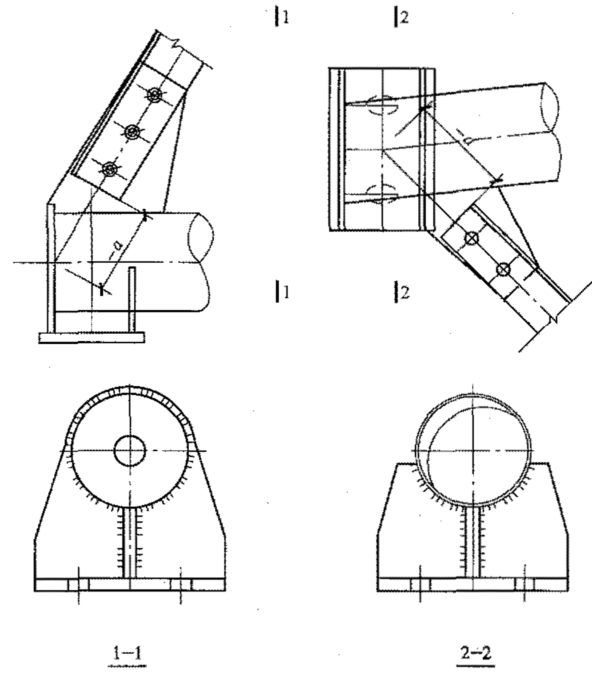


图 15-25 梁支座节点大样

5. 对构架节点（梁与柱、支撑与柱等）连接处进行抗震承载力验算

对构架节点（梁与柱、支撑与柱等）连接处进行抗震承载力验算时，地震作用效应乘以加强系数 1.2（螺栓连接）或 1.5（焊接连接）。

6. 柱脚节点

（1）插入式柱脚如图 15-26 所示。

1）基础杯口深度。基础杯口深度可取构架柱插入深度加 50mm。构架柱插入深度按以下三条计算后确定。

a. 受拉钢管柱插入杯口的深度，可按式（15-80）计算

$$H \geqslant \frac{N}{\pi D f_{cv}} \tag{15-80}$$

式中　H——受拉钢管柱插入杯口的深度，mm；

N——受拉杆的轴力设计值，N；

D——受拉杆的外直径，mm；

f_{cv}——抗黏剪强度；当二次灌浆为 C20 细石混凝土时，可取 f_{cv}=0.5N/mm^2。

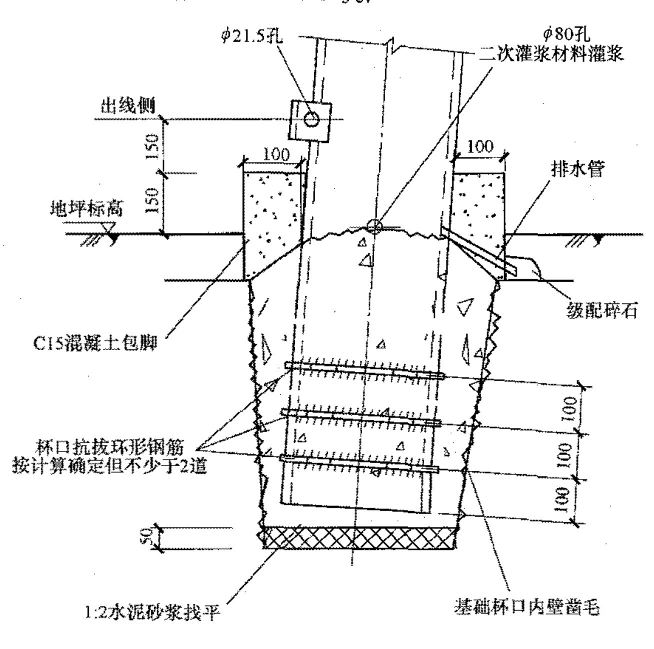


图 15-26　插入式柱脚详图

b. 当受拉钢管埋入基础杯口部分如图 15-24 中所示，焊有不少于两道钢箍时，其剪切面可按杯口壁进行计算，其插入杯口的深度可按式（15-81）计算：

$$H \geqslant \frac{N}{\Sigma S_c f_{cv}} \tag{15-81}$$

式中　ΣS_c——杯口内壁平均周长，mm。

c. 除满足上述计算要求外，构架柱插入杯口深度应不小于 1.5D（D 为构架柱直径）。

2）杯口壁厚度及杯底厚度。

a. 杯底厚度和杯壁厚度取值要求见表 15-24。

表 15-24　构架柱基础杯底厚度 a_1 及杯壁厚度 t 要求

构造要求 / 构架柱直径	低杯口基础		高杯口基础	
	杯底厚度（mm）	杯壁厚度（mm）	杯底厚度（mm）	杯壁厚度（mm）
D<500（mm）	≥150	150～200		≥250
D≥500（mm）	≥200	≥200		≥300

b. 低杯口基础配筋。如图 15-27，当 $\frac{t}{h_2} \geqslant 0.65$ 时，杯口可不配置构造钢筋；当基础为阶梯形且杯口深度大于第一台阶高度时，应取壁厚与第一台阶壁高之比。当 $0.5 \leqslant \frac{t}{h_2} < 0.65$ 时，需按图 15-27 中配置构造钢筋。

c. 高杯口基础杯壁配筋。当杯壁厚度满足表 15-24 的要求且满足以下两个条件时可按图 15-28 构造配筋：

条件一：基础短柱高度 h≤5m；

条件二：基础短柱高度 h>5m 但满足式（15-82）的要求。

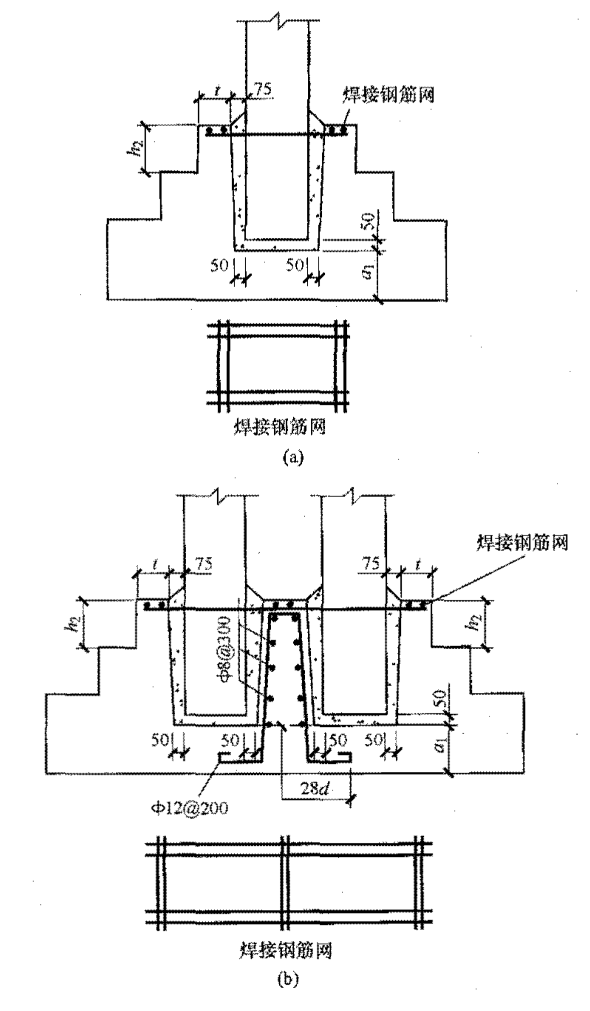


图 15-27　基础杯口大样及配筋构造
（a）单杯口基础；（b）双杯口基础

$$\frac{\Delta_2}{\Delta_1} \leqslant 1.1 \tag{15-82}$$

式中　Δ_1——单位水平力作用在以高杯口基础顶面为固定端的柱顶时，柱顶的水平位移，mm；

Δ_2——单位水平力作用在以短柱底面为固定端的柱顶时，柱顶的水平位移，mm。

d. 高杯口基础短柱配筋。高杯口基础短柱配筋如图 15-29 所示，短柱纵向钢筋面积和箍筋均应按现行规范 GB 50010《混凝土结构设计规范》计算并同时满足以下要求：

每边纵筋应不小于 0.15%短柱截面面积，直径不

应小于Φ16～Φ20@300，电压等级低的取小值，电压等级高的取大值；短柱箍筋直径不应小于φ10，间距不应大于300mm或15d（d为纵向钢筋直径），当不满足第③条构造配筋要求时应配置复合箍筋。

短柱纵向钢筋间距、箍筋肢距、钢筋锚固等要求还应满足现行规范GB 50010的要求。

3）采用插入式柱脚时，应有可靠的防止管内积水的措施。

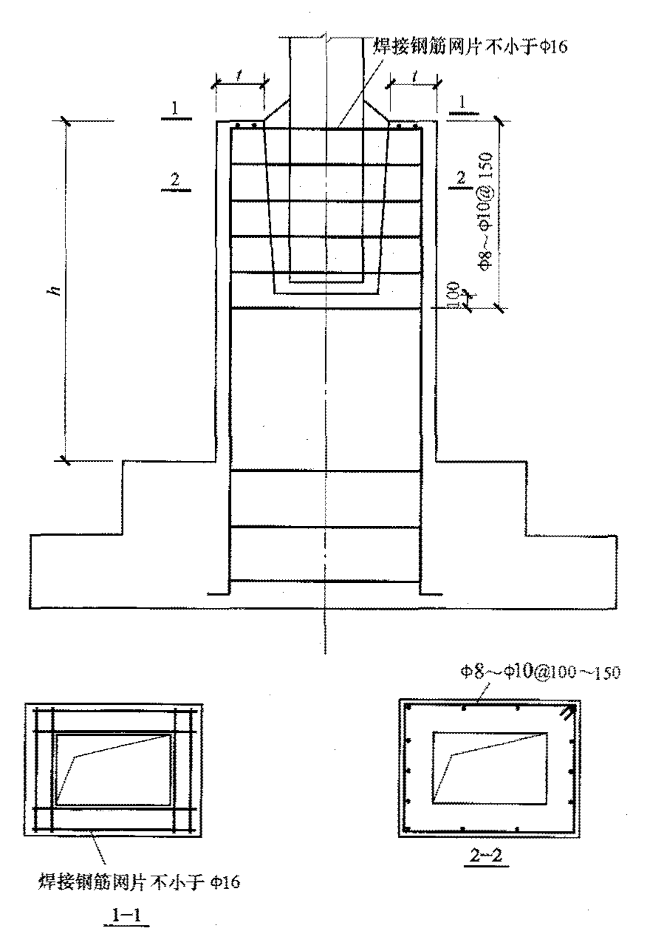


图15-28　高杯口基础杯壁构造配筋

4）插入式柱脚应采取防护措施，如浇筑混凝土保护帽等，柱脚保护帽应高出地面150mm或更多。

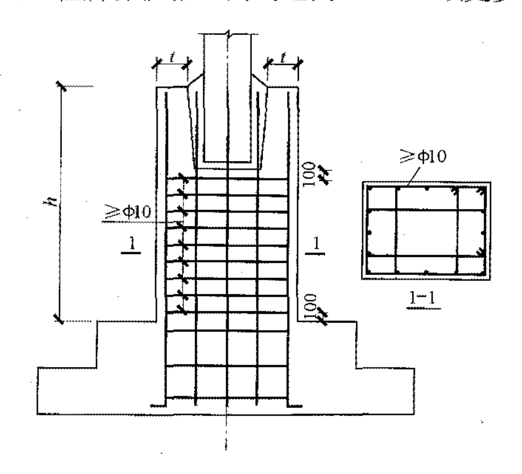


图15-29　高杯口基础短柱配筋示意

（2）地脚螺栓连接柱脚。构架与基础之间的联系也可以采用螺栓连接。地脚螺栓的直径和数量应按计算确定，计算方法参见现行规范GB 50017。但直径不得小于20mm。螺栓锚固及其他要求均同常规钢结构柱脚。

（二）构造要求

1. 受力构件

（1）构架钢结构受力构件的规格不应小于表15-25的规定。

表15-25　钢材最小规格　(mm)

部件 \ 防腐方法	镀锌				非镀锌			
	角钢厚度	圆钢直径	钢管壁厚	钢板厚度	角钢厚度	圆钢直径	钢管壁厚	钢板厚度
弦杆	5	16	4	4	5	18	5	5
腹杆	4	12	3	4	5	12	4	5

（2）圆钢管截面压杆，其径厚比（外径与壁厚之比值D/t）宜不大于100（$235/f_y$）；多边形钢管压杆，每个边宽与厚度之比值B/t不应大于$40\sqrt{235/f_y}$；同时其径厚比（外径与壁厚之比值D/t）宜不大于80（$235/f_y$），f_y为钢材的屈服强度。

2. 钢桁架结构

（1）在矩形截面的桁架结构中，凡在挂线点和变截面处均应设置横隔面，其他横隔面间距一般不大于平均宽度（宽面）的5倍，也不宜大于4个主材分段。横隔面必须是几何尺寸不变体系，可由刚性或柔性杆件组成。横隔面太大时应采取措施，防止由于隔面自重引起的下垂。

（2）构架的高（宽）度及长度的划分除应满足运输车辆的技术要求外，对采用热浸锌（铝）或热镀锌防腐的构架，尚应满足镀槽几何尺寸的要求。

（3）单角钢主材接头的连接，可采用焊接或螺栓连接。单面外包角钢的规格应大于被连接角钢规格。

（4）腹杆宜与弦杆直接连接，当构造难以做到时，可采用节点板连接。节点板的厚度不应小于被连接构件（腹杆）的厚度，且不应小于6mm。

（5）交叉腹杆中间节点的两个角钢不宜断开。

（6）斜材与主材之间的夹角不得小于15°。

（7）在同一受力区间内，主材和斜材的接头不应设在同一水平面内。

（8）用外包角钢单剪连接角钢时，包角钢宽度较被连接角钢肢宽大一级。

（9）四肢组合构件宜用斜缀条，斜缀条与构件轴线间夹角应在40°～70°。

3. 连接节点

（1）节点的承载力不应低于被连接构件承载力的

1.10倍，节点刚度应符合计算假定。

（2）节点构造简单，传力明确，要与整体结构相协调，力求美观。

（3）减少连接的偏心，各构件的重心线宜汇交于一点，减少应力集中和次应力。但允许辅助材和次要受力材准线错开较小距离，便于与主材直接相连。

（4）节约材料和方便施工，减少现场焊接工作量。

（5）节点板较大时，宜将节点板卷边（或增设加劲板）增加刚度，不宜将节点板加至太厚。

构架梁、柱节点板厚度可按表15-26选用，当采用卷边节点板或增设加劲板增加刚度时，可不受表中限制。

表15-26　构架梁、柱节点板厚度选用表

腹杆最大内力（kN）	节点板材质					
		Q235	≤160	161～300	301～500	501～700
		Q345	≤240	241～360	361～570	571～780
中间节点板厚度（mm）			6	8	10	12
支座节点板厚度（mm）			8	10	12	15

（6）传力主材尽可能做到双面传力，做不到时应采取加强措施。

4. 焊接要求

（1）整体热镀锌或喷涂锌的焊接结构所有连接应采用封闭焊缝。手工焊接采用的焊条、自动和半自动焊接采用的焊丝、焊剂，应与被焊接主体构件的钢材材质相匹配。

（2）焊缝按下述原则选用质量等级。

1）一般情况下：

a. 一级焊缝包括需要进行疲劳验算的对接焊缝（受拉时）；采用插接连接时，插接杆外部插接部位纵向焊缝长度加200mm。

b. 二级焊缝包括钢管的环向对接焊缝及钢板的对接焊缝、钢管与无加劲板法兰盘上下剖口焊；钢管之间相贯线等处的完全焊透焊缝；需要进行疲劳验算的对接焊缝（受压时）。

c. 三级焊缝包括钢管的纵向对接焊缝及其他不属于二级的其他焊缝。

其中钢管与有加劲肋板法兰盘间连接的所有角焊缝属于三级焊缝，但外观应符合二级质量标准。

（3）大于6mm的钢板的对接焊缝必须打剖口，剖口的型式应便于保证焊接质量。单角钢对接的焊接接头可采用等强度的外包角钢拼接（或搭接），其外包拼接角钢的肢宽应大于被连接角钢，长度可取被焊接角钢肢宽的8倍。

（4）焊缝设计应防止应力集中的不利影响，寒冷地区或低温使用环境应针对防止脆断的材料性能和焊接工艺提出要求。

（5）在搭接连接中，搭接长度不得小于焊件较小厚度的5倍，并不得小于25mm。

（6）当焊接桁架的杆件用节点板连接时，弦杆与腹杆、腹杆与腹杆之间的间隙不应小于20mm，相邻角焊缝焊趾间净距不应小于5mm；当桁架杆件不用节点板连接时，相邻腹杆连接角焊缝焊趾间净距不应小于5mm（钢管结构除外）。

（7）杆件与节点板的连接焊缝，一般宜采用两面侧焊，也可用三面围焊，对角钢杆件可受用L形围焊；节点板焊在杆件上，一般采用三面围焊，所有焊缝的转角处必须连续施焊，其余的面应用薄焊缝封焊。其余焊接要求详满足现行规范GB 50017的相关规定。

5. 螺栓连接

（1）主要受力构件连接螺栓的直径不宜小于16mm，承受往复剪切力的C级螺栓（4.6级、4.8级）或对于整体结构变形量作为控制条件时，其螺孔直径不宜大于螺栓直径加1.0mm，并宜采用钻成孔。主要承受沿螺栓杆轴方向拉力的螺栓，宜采用钻成孔螺栓（5.6级、6.8级、8.8级），其螺孔直径可较螺栓直径加2.0mm。

（2）横梁和构架柱的连接应采用螺栓连接，安装螺栓孔径可比螺栓直径大1.5～2.0mm。法兰连接的螺孔直径宜比螺栓直径加大2mm。当梁、柱铰接时，为便于安装和减少温度应力的影响，梁支座螺栓孔可以采用椭圆孔。

（3）单角钢主材连接接头采用单面外包角钢螺栓连接时，其连接螺栓数量应比计算需要量增加10%。

（4）主材接头螺栓每端不少于6个，斜材不小于4个，接头应靠近节点。

（5）法兰构造：在有加劲板法兰中，主材管径小于120mm时，螺栓不少于4个，管径大于或等于120mm时，螺栓不宜少于6个；无加劲板法兰盘板强度与变形除满足设计要求外，还应留有裕度，钢管应穿入法兰盘板，上下切剖口焊接。

（6）螺栓的容许间距应按现行规范GB 50017确定。

6. 避雷针

（1）避雷针针尖部分可采用圆钢（即HPB300钢筋）或者细钢管，钢管壁厚不应小于3mm，当针尖与支架部分的连接为螺栓连接时，应采用双螺帽。

（2）构架避雷针最大设计应力值不宜大于现行规范 GB 50017 规定的钢材强度设计值的 80%，当采用单钢管（含拔梢钢管）时，则不宜大于 70%；避雷针针尖部分的设计应力在标准荷载作用下不宜超过 80N/mm^2。

7. 制作要求

（1）构件的高（宽）度及长度的划分除应考虑运输车辆的技术要求外，对采用热镀锌防腐的构件，尚应考虑镀槽几何尺寸的要求。

（2）钢管变坡处及起拱处宜采用中频加热弯管机准确弯制，为减少应力集中，不宜采用火曲或环向焊缝。

（3）所有构件上的开孔严禁用火焊切割，必须采用机械加工成孔，即根据构件厚度分别采用冲孔及钻孔，对于法兰盘上的开孔应采用钻床钻孔。

（4）钢结构应在工厂预拼装后检查合格后方可现场吊装。

第四节 设 备 支 架

一、结构型式

目前电厂升压站配电装置设备支架型式多种多样，有普通钢管（焊接或轧制）、格构式钢结构、高强钢管、现浇钢筋混凝土环形杆、薄壁离心钢筋混凝土、预应力钢筋混凝土环形杆等。设备支架宜与构架的结构型式相应协调，目前最常用是普通焊接钢管结构（焊接或轧制）。

二、荷载和荷载组合

（一）荷载和作用

（1）恒荷载：设备自重，由工艺专业提供、；

（2）活荷载：水平、垂直拉力由工艺专业提供；

（3）风荷载：垂直于结构及设备表面上的风荷载标准值按式（15-7）计算：

设备迎风面面积由工艺专业提供，基本风压、风荷载体型系数、风压高度变化系数等按表 15-5～表 15-8 计算取值，风振系数按下列规定取用：500～1000kV 设备支架，β_z=1.7；220～500kV 隔离开关、电流（压）互感器及阻波器支架，β_z=1.7；其他设备支架，β_z=1.5。

（4）地震作用计算方法参见式（15-9）、式（15-36）和构架章节相关内容，但下列设备支架可不进行截面抗震验算，而仅需要满足抗震构造要求：

1）6 度，在任何场地的设备支架及其地基基础。

2）小于或等于 8 度，Ⅰ、Ⅱ类场地的设备支架及其地基基础。

（5）偶然荷载：短路电动力。对软导线可不计算短路电动力的作用，但对组合导线挂线点的挂线板和节点的强度必须满足短路电动力的要求，可取 3 倍速导线荷载标准值作为挂线板和节点的验算条件，对硬管母线应根据工艺提供的资料进行计算。

（二）荷载组合

（1）设备支架及基础应以下列两种工况作为承载力极限状态的基本组合：

1）最大风工况：取 50 年一遇的设计最大风速（无冰、相应气温）条件下的设备引线张力及自重、设备重、结构风压，风应取对结构最不利的方向。

2）操作荷载工况：取最大操作荷载、设备重及相应条件下的设备引线张力及自重。

其中最大风工况条件下的标准组合（其中风荷载乘以系数 0.5）宜作为正常使用极限状态变形验算的荷载条件。

（2）基本组合的荷载分项系数应满足现行规范 GB 50009，其中短路电动力的荷载分项系数取 1.0。

三、结构计算

计算模型应符合结构的实际构造和受力条件，根据结构的具体情况，采用合适的计算模型进行结构分析。常见的设备支架计算模型如图 15-30 所示。

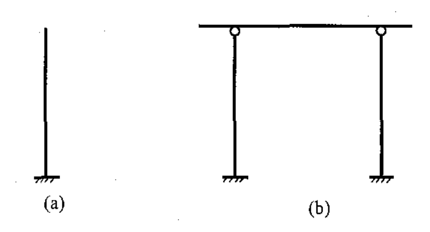


图 15-30 常见设备支架计算模型

（a）独立柱设备支架计算模型；（b）双柱设备支架计算模型

1. 设备支架计算

设备支架使用年限与安全等级与电厂变电构架一致，设备支架构件长细比不宜超过下列数值：

（1）钢管结构柱：150；

（2）格构式结构柱：120；

（3）受压主杆及支座处受压斜杆：150；

（4）其他受压杆：220；

（5）辅助杆：250；

（6）受拉杆：400。

设备支架构件计算长度系数按现行规范 GB 50017 取值，支架构件强度及稳定验算参见构架构件计算章节。

2. 设备支架变形的验算

（1）在验算以风荷载为主的设备支架时，可取最大风工况条件下的标准组合（其中风荷载乘以系数 0.5），作为正常使用极限状态变形验算的荷载条件。

（2）在正常使用状态下的柱顶变形，不宜超过表

15-27。如电气设备工艺有特殊要求时，应按工艺提供的有关技术要求进行验算。

表 15-27　设备支架的允许挠度值

序号	结构类别	允许挠度
1	支柱绝缘子、断路器支架； 电流（压）互感器，耦合电容器等其余设备支架	$H/200$
2	隔离开关支架	$H/300$

注　H 为支架高度（m）。

3. 支架基础计算

（1）支架基础的埋深应按基础上拔和倾覆稳定计算确定。验算上拔或倾覆稳定时，荷载效应应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合，按是否计算基础侧土作用的两种情况分别采用不同的设计稳定系数 K_S 或 K_G，基础所承受的荷载应小于或等于两种情况下基础抗拔力或倾覆弯矩除以所对应的设计稳定系数 K_S 或 K_G，计算参见构架基础计算。

（2）设备支架地基基础变形控制，支持式硬母线及隔离开关支架基础容许沉降差或倾斜值为 $0.002l$（l 为基础对应方向的长度），当此类设备支架当满足地基承载力特征值≥160kPa，各土层坡度≤0.07，压缩模量≥6.5，相邻基础持力层情况基本一致且变形影响深度范围内无软弱夹层时可不做地基变形计算。其余设备支架不受限制。

四、构造要求

（1）设备支架构件材质、防腐等要求同构架构件。

（2）设备支架与基础之间宜采用地脚螺栓或杯口基础连接。

1）地脚螺栓的要求同构架基础。

2）受拉设备支架钢管柱插入基础的深度计算见式（15-80）和式（15-81）。

设备支架的柱插入基础杯口的深度除满足计算要求外，还不得小于 $1.0d$（钢管直径）。

3）钢管设备支架柱与杯口基础相连时，应采取可靠的防止管内积水的措施。

4）钢管设备支架的柱脚应采取防护措施，如浇筑混凝土保护帽等，柱脚保护帽应高出地面 150mm 或更多。

5）设备支架基础杯底厚度及杯壁厚度应满足表 15-24 的要求。对于低杯口基础，当杯壁厚度与杯壁高度 $\frac{t}{h_2}\geq 0.50$ 时，杯口可不配置构造钢筋；当基础为阶梯形且杯口深度大于第一台阶高度时，应取壁厚与第一台阶壁高之比。当 $0.4\leq\frac{t}{h_2}<0.5$ 时，需按图 15-27 中配置构造钢筋。高杯口基础应按图 15-28，图 15-29 配筋，其中短柱每边纵向配筋应不小于 0.15%，且不应少于 $\phi12\sim\phi16@300$。短柱箍筋直径不应小于 $\phi8$。

第十六章

管　道　支　架

第一节　一 般 规 定

一、常用的管道支架结构型式

管道支架是各种管道或电缆桥架的支撑结构，简称管架。管道支架一般由管托、管架支柱、管架梁和基础组成，如图16-1所示。管道支架按其结构型式不同，可分为独立式管架和组合式管架两种类型；按其材料不同，又可分为钢筋混凝土管架、钢结构管架和钢-混凝土组合式管架，详细分类见表16-1。

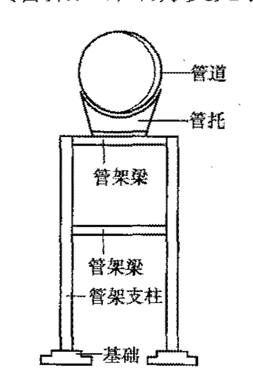
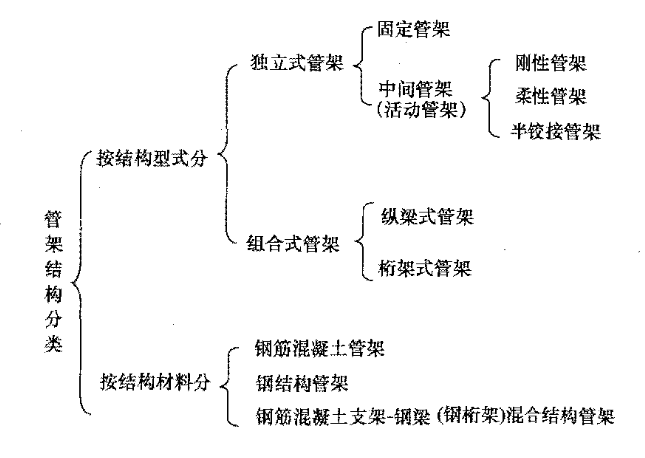


图16-1　管架组成示意

表16-1　　管道支架结构分类



（一）独立式管架

独立式管架即管架与管架之间没有连系构件，结构上各自独立的管道支架。独立式管架系统是利用管道自身的刚度，将各自独立的管架联接起来的管架系统。

独立式管架按管架在管路上的作用不同，可分为固定管架和中间管架（活动管架），如图16-2所示。

独立式管架一般适用于管径较大，根数不多的管路上。

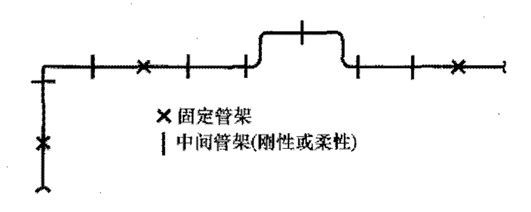


图16-2　管架布置示意

1. 固定管架

管架在纵向（沿管道方向）及横向（垂直管道方向）均可视为管道不动支点，管道支座与管架为固定连接，不允许产生相对位移，因此固定管架应有足够的刚度，以保证管道系统的稳定。固定管架承受区段间管道产生的全部纵向水平推力。

2. 中间管架

中间管架即为分布在固定管架之间的活动管架，一般为单向活动管架，管架的纵向为管道的可移动支点，横向为管道的不移动支点。中间管架按其作用、受力又可分为刚性管架、柔性管架和半铰接管架。

（1）刚性管架。管架柱刚度相对较大，管架顶部的变形不能适应管道受热变形的要求，管道与管架顶部接触面产生相对位移，管架承受的水平推力为管道位移时产生的摩擦力。

刚性管架适用于管道重量较小、管道变形较大和高度较低的管线。

作用于刚性管架上的摩擦力应符合式（16-1）的要求。

$$F_m < F_f \tag{16-1}$$

式中　F_m——管道摩擦力，kN；

F_f——由于管道支架柱顶位移产生的弹性反力，kN。

（2）柔性管架。管架柱刚度相对较小，管架顶部的变形能适应管道热变形的要求，管道与管架顶部接触面无相对位移，管架承受的水平力为柱顶变位时产生的水平推力。

柔性管架适用于管道重量较大、管道变形较小和高度较高的管线。

作用于柔性管架上的摩擦力，应符合式（16-2）的要求。

$$F_m \leqslant F_f \tag{16-2}$$

（3）半铰接管架。管架柱下端与基础的连接，沿纵向为半铰接，沿横向为固定。半铰接管架以支柱的倾斜来适应管道的变形要求，不出现相对位移，管架承受的水平推力可忽略不计。管架位移后产生的倾斜度应符合式（16-3）的要求。

$$\frac{\Delta}{H} \leqslant 0.02 \tag{16-3}$$

式中　Δ——管道支架柱顶水平位移，mm；

H——管道支架的高度，mm。

半铰接管架适用于管道重量较大，管道变形后使得管架发生倾斜，且倾斜度不大于2%的管线。

（二）组合式管架

由多个关联构件组合而成的管道支架。组合式管架按其结构组合可分为纵梁式、桁架式管架，这两种组合式管架又可以统称为管廊式管架。

1. 纵梁式管架

纵梁式管架系统就是利用纵梁把各自独立的管架（刚性管架、柔性管架或半铰接管架）联系起来，形成一个整体的、大跨度的支承管道的管架系统。纵梁式管架由横梁、纵梁和独立式管架组成，跨度一般为6～12m，如图16-3所示。纵梁式管架可根据跨度不同，在纵梁上按需要架设不同间距的横梁，作为管道的支点或固定点。

纵梁式管架一般多用在管线带上支线很多的管路上，或管径较小，为了扩大管架间距，常采用这种结构。

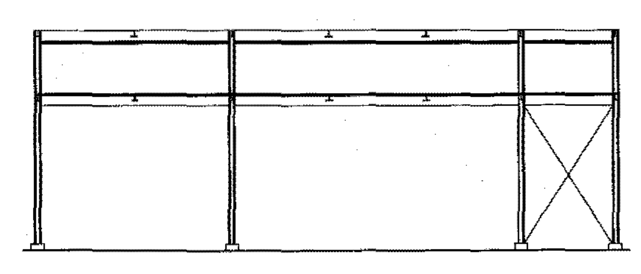


图16-3　纵梁式管架

2. 桁架式管架

桁架式管架与纵梁式管架相似，区别是管架支架的纵梁由钢桁架代替，桁架式管架的跨度一般为15～24m，如图16-4所示。这种管架外形比较宏伟，刚度也大，但钢材量也较大。

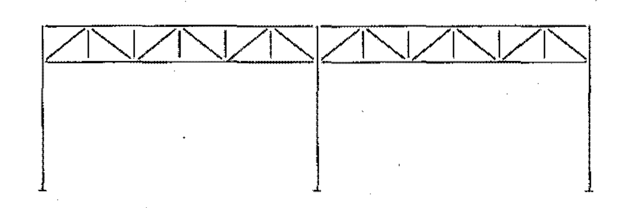


图16-4　桁架式管架

二、温度区段规定

纵梁式管架和桁架式管架，当管架长度较长时，需设置温度伸缩缝，该伸缩缝应结合管道固定点的位置统一考虑。伸缩缝的最大间距可按表16-2采用。伸缩缝处宜采用双柱式布置。

表16-2　管架结构伸缩缝最大间距

管架型式		间距（m）
纵梁式管架	钢结构纵梁	120
	混凝土结构纵梁	70
桁架式管架		120

三、结构变形规定

（一）水平位移规定

（1）管道支架的管道支点处的水平位移变形除了满足结构整体稳定的要求之外，还需要满足管道不同支托方式的受力要求和管道热变形的要求。不同类型的管道支架，对于变形的规定也不尽相同。管架结构在风荷载标准值作用下沿横向产生的顶点弹性位移限值可以按表16-3采用。管道纵向水平推力作用下管架柱水平位移要求按表16-4采用。

表16-3　风荷载作用下管架柱横向水平位移要求

管架型式	位移要求
钢结构管架	$\Delta/H \leqslant 1/250$
钢结构纵梁式管架（柱顶设有水平支撑时）	$\Delta/H \leqslant 1/200$
混凝土结构管架	$\Delta/H \leqslant 1/350$

注　1. Δ为管架柱顶点横向水平位移；H为管架高度。

2. 管道支架柱在管道纵向水平推力作用下的柱顶点水平位移（沿管道方向）应满足表16-4的要求。

3. 当管架与其他建（构）筑物相连并形成同一结构单元时，其允许位移应按所连接的建（构）筑物的位移要求确定。

表 16-4　管道纵向水平推力作用下管架柱水平位移要求

管架型式	位移要求
固定管架	$\Delta/H\leqslant 1/400$
刚性管架	位移应小于管道热变形且$\Delta/H\leqslant 1/250$
柔性管架	位移与管道热变形一致
半铰接管架	$\Delta/H\leqslant 1/50$
其他管架	$\Delta/H\leqslant 1/250$

注　1. Δ为管架柱顶点水平位移；
2. H为管架高度。

（2）一般管架结构可不进行罕遇地震作用下的弹塑性变形验算。

（二）挠度规定

（1）管道支架的横梁、纵梁和桁架的允许挠度值可以按表 16-5 采用。

（2）纵梁式管架或桁架式管架沿管架纵向一个柱距内，管道支点处结构构件最大挠度之差不应大于 30mm。

表 16-5　构件的允许挠度值

构件类型		允许挠度
钢筋混凝土梁	当 l_0<7m 时	$l_0/250$
	当 7m≤l_0<9m 时	$l_0/300$
	当 l_0≥9m 时	$l_0/400$
管架柱上的钢横梁		$l_0/250$
纵梁及桁架上的钢横梁		$l_0/250$
钢纵梁		$l_0/400$
钢桁架		$l_0/500$

注　1. l_0—构件的计算跨度（m）；
2. 钢桁架制作时若已预先起拱，可减去起拱值；
3. 悬臂构件的允许挠度计算时采用的 l_0 为悬臂长度的 2 倍；
4. 纵向钢桁架的挠度限值可根据实际工程情况适当放宽。

第二节　管架结构选型与布置

一、管架结构选型原则

（一）一般要求

（1）管架宜采用钢结构或钢筋混凝土结构，管墩宜采用钢筋混凝土结构或素混凝土结构。

（2）应根据工程规模、施工条件、建设周期、防火、防腐蚀要求，以及改扩建等因素进行综合经济比较后，确定采用钢结构、钢筋混凝土结构或其他结构型式。

（3）外形复杂、扩建改造可能性较大的管架宜采用钢结构；外形简洁且改扩建可能性不大的管架，可采用钢筋混凝土结构。

（4）大中型电厂的管架，宜采用钢结构纵梁式管架，也可根据实际情况，采用钢筋混凝土支架加钢纵梁式的混合结构。

（5）输送易燃、易爆、剧毒、高温、高压介质的管道，不应将管道作为支架跨越结构的受力构件。

（二）管架结构选型原则

（1）管道密集且管径以小于 100mm 为主，且为满足场地空间要求需要增大管架间距时，可采用纵梁式管架。

（2）固定管架应采用刚性管架。水平推力较小者可采用独立式管架，水平推力较大者宜采用四柱式钢筋混凝土框架结构支架、有支撑的空间钢结构支架。

（3）活动管架高度大于 6m，且管线的位移较小时，宜按柔性管架设计。

（4）抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，活动管架宜采用刚性管架，不宜采用半铰接管架。

（5）符合下列条件之一的固定管架，应采用四柱式钢筋混凝土框架结构支架、有支撑的空间钢结构支架或管墩。

输送液体介质公称直径大于或等于 500mm 的管道。

输送气体介质公称直径大于或等于 600mm 的管道。

输送易燃、易爆、剧毒、高温、高压介质的管道。

（6）主要支承振动管道时，管道支架宜采用纵梁式管架；活动管架宜采用刚性管架。

（7）各类型管道支架的适用范围见表 16-6。

表 16-6　管架适用范围

管架类型	适用范围
独立式管架	适用于管径较大、根数较少的管线，管道自身刚度应能够保证其跨越一定的距离，管道在相邻管架之间不需要额外的支点
固定管架	适用于任何管线上的管道固定点处，管道采用固定管座敷设于管架上
刚性管架	适用于管道重量较小、管道变形较大和高度较低的管线，管道采用滑动或滚动管座敷设于管架上
柔性管架	适用于管道重量较大、管道变形较小和高度较高的管线，主动管采用滑动或铰接管座，其他管道采用滑动或滚动管座敷设于管架上

续表

管架类型	适用范围
半铰接管架	适用于管道重量较大，主动管变形符合式(16-3)要求的管线，主动管采用铰接管座，其他管道采用滑动或滚动管座敷设于管架上
纵梁式管架	适用于管线带上支线很多的管路上，或管径较小，为了扩大管架间距，常采用这种结构
桁架式管架	与纵梁式管架适用范围类似，一般用于跨越道路、铁路或其他需要扩大管架间距的管线区段

二、管架结构布置原则

（一）一般要求

（1）管架、管墩在方案阶段结构布置时，热力管道专业应与总图、除灰、化学、暖通、电气等专业协调，在满足工艺条件下，应根据温度区段、总平面道路、建筑物入口及厂区地下设施等具体情况和结构专业共同协作，合理确定管架、管墩的结构体系，并优化结构布置方案。

（2）管架线路布置时，宜平行于厂区道路，并与排水沟、地下管线、电缆沟等相协调。沿建（构）筑物附近布置时，结构专业应合理设计管架柱基础，避免碰撞。

（3）主要管架线路不宜穿越拟扩建的预留场地，并宜减少与公路、铁路、河道等的交叉。

（4）在丘陵地区场地布置管架时，宜采用低管架或管墩，并避开滑坡区域和排洪口。

（5）采用低管架时，管道下部保温层的外缘至地面的净距不宜小于0.5m。

（6）管架跨越人行道时，结构或管道的最低点至路面的净距不宜小于2.5m。

（7）管架跨越道路、铁路、河道时宜采用桁架式管架，其净空和管架柱外缘距路边的限值应符合下列要求：

管架跨越厂区道路时，应保证净空不小于5.0m；有大件运输要求或在检修期间有大型起吊设施通过的道路应根据需要确定；有困难地段，可采用4.5m，并要求现场对净空做标识。

管架跨越厂区外道路时，应符合交通主管部门的要求。

管架与铁路或道路平行敷设时，管架外边缘距离铁路轨道外边缘不应小于3.0m，距道路外边缘不应小于1.0m。

（二）管架结构布置原则

（1）管架的支撑系统应保证地震时结构的整体稳定性和管道水平力的可靠传递。

（2）纵梁式管架纵向柱间支撑的布置应符合下列要求：

管道Π型补偿器平面整体布置整齐单一时，温度区段的设置应与管道Π型补偿器相适应，柱间支撑位置应与固定管架的位置一致。

当固定管架布置分散且复杂时，可根据固定管架设置情况，合理划分温度区段，每个温度区段宜在中间部位设置纵向柱间支撑。

当管道补偿器平面整体布置复杂时，可根据固定管架设置情况，合理划分温度区段，每个温度区段可在两端附近处设置纵向柱间支撑。

（3）纵梁或桁架式管架的布置除应满足上述要求外，尚应符合下列要求：

平面布置较复杂时宜分区，分区处管架柱可设双柱。

管架两侧沿纵向设置通长的纵梁或桁架，横向应根据管道支承跨距的要求设置中间横梁。

当纵梁式管架采用钢纵梁时，纵向柱距宜为9～12m。柱距大于12m时，可在两侧的纵梁上翼缘设置水平支撑，如图16-5所示。特殊情况时，纵向柱距可按管道专业布置的实际需要，可不受模数的限制。

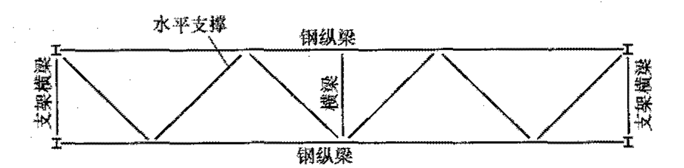


图16-5 设置水平支撑的纵梁式管架

桁架式管架其纵向柱距宜采用15～24m，基本柱距宜采用18m。桁架上弦宜设置交叉形水平支撑，下弦也可在管架柱距左右两侧横梁区段内设置交叉形水平支撑。交叉支撑杆件可按拉杆设计。

宜根据管道的允许跨距，将较大管道的支承点布置在管道支架的横向框架梁上或中间横梁上。

伸缩缝的布置除了应符合表16-1的要求以外，还应与Π型补偿器位置、固定管架位置、伸缩缝的最大伸缩量相适应。

（4）当管道沿纵向有一定坡度时，应按下列要求调整管架标高：

钢筋混凝土管架和混合结构管架，可调整管架基础的埋置深度。

应根据纵向距离与管道高差划分区域，同一区域内柱高应一致。可调整管道支托高度，选择同一柱高度的定型管架。

对于钢结构管架，可设定柱脚底板距地面的净距为150～450mm，可调整钢筋混凝土基础短柱露出地面的高度，使上部钢结构柱高一致。

（5）管架布置时应计及电气和热控电缆桥架敷设的需要，以及扩建需要预留的位置。

第三节 计 算 分 析

一、荷载及荷载组合

（一）基本规定

1. 管架荷载分类

发电厂管道支架基本荷载分类、代号及分项系数可按表 16-7 确定。

2. 管架荷载代表值

（1）管架结构设计时，应采用荷载标准值作为荷载的基本代表值。

（2）工艺（管道）专业提供的管道荷载（包括垂直荷载及水平荷载），均作为荷载标准值考虑。

3. 荷载分项系数及组合值系数

（1）永久荷载的分项系数：

当荷载效应对结构不利时，取 1.2；

当荷载效应对结构有利时，取 1.0；

当验算结构抗倾覆或抗滑移时，取 0.9；

当永久荷载效应起控制作用时，取 1.35。

（2）可变荷载的分项系数。一般情况下取 1.2～1.4。

（3）可变荷载的组合值系数。一般情况下取 0.85。

（二）垂直荷载

（1）作用于管架上的垂直荷载，其中永久荷载包括结构自重，管道自重，管道附件、保温层、防火层和管道内介质的重量，还包括电缆和槽板自重，以及操作平台和走道板的自重。平台和走道板上的活荷载标准值可采用 2.0kN/m^2。管道试压时的充水荷载应按实际采用。

（2）管道垂直荷载可按下列规定计算：

作用于管架横梁上的垂直荷载，宜按均布荷载计算。在选择计算区段时，应考虑该区段的代表性，荷载可按式（16-4）进行计算，如图 16-6 所示。

$$q_{tk}=\frac{\eta\sum_{i=1}^{n}F_{ki}}{L_1} \tag{16-4}$$

式中 q_{tk}——管道竖向均布荷载标准值，kN/m；

η——不均匀系数，取 1.1～1.2；

F_{ki}——某根管道的竖向荷载标准值（不含直径大于或等于 300mm 的液体管道的垂直荷载标准值），kN；

表 16-7 荷载分类、代号及分项系数

序号	分类		定义	代号	分项系数
1	垂直荷载	永久荷载	结构自重，管道自重，管道附件自重，保温层、防火层、防腐材料自重，管架上的设备自重，电缆和槽板自重	（1）	1.2
			管道内介质自重	（2）	1.2
		可变荷载	平台、走道板上的操作活荷载或检修荷载	（3）	1.3
			管道试压充水荷载	（4）	1.1
			积灰荷载（标准值可取 0.2kN/m^2）	（5）	1.2
			冰雪荷载	（6）	1.2
2	水平荷载（可变荷载）	纵向管道荷载	活动管架的水平推力	（7）	1.3
			固定管架的水平推力（活动管架反作用力）	（8）	1.3
			管道补偿器位移弹性反力	（9）	1.3
			管道的不平衡内压力	（10）	1.3
		横向管道荷载	拐弯管道或支管传来的水平推力	（11）	1.3
			管道横向位移的摩擦力	（12）	1.3
		风荷载	横向风荷载	（13）	1.4
			竖向弯管上的纵向风荷载	（14）	1.4
3	振动管道荷载	垂直荷载	振动管道垂直荷载（包括管道自重、保湿、介质重）	（15）	1.2
		水平荷载	振动管道水平推力	（16）	1.0
4	地震作用		横向地震作用	（17）	1.3
			纵向地震作用	（18）	1.3

注 代号（1）（2）（5）中均不包括振动管道的有关荷载。

L_1——管道计算区段长度，m；

n——管道计算区段内的管道根数（应大于4根）。

当有较大管道（如直径大于等于300mm的液体管道）、主要热管道作用在横梁上时，应按集中力计算。

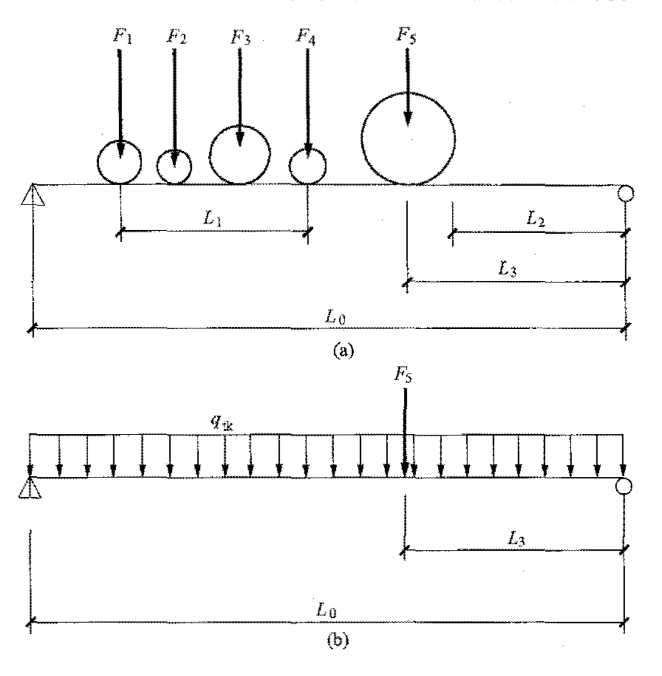


图16-6　管道竖向荷载计算简图

（a）管道实际分布；（b）管道竖向荷载计算简图

F_1～F_4—较小管道的垂直荷载标准值；F_5—较大管道的垂直荷载标准值；L_0—横梁计算长度；L_2—预留管道位置；L_3—集中荷载作用位置

（3）管道上有积灰的可能时，对直径大于300mm的管道，尚应考虑标准值为0.2kN/m^{2}的积灰荷载。

（三）水平荷载

1. 管道的牵制系数及水平荷载作用点

（1）管道与管架之间具有相互制约作用。管道对管架除作为荷载作用外，尚应考虑其对管架的约束作用。

（2）当活动管架上敷设3根及3根以上管道时，必须考虑由于每根管道水平推力不同时出现及各管道温度不同时升高等因素对管架变形或摩擦力产生的牵制影响，活动管架纵向水平推力F_m及F_f应乘以牵制系数K_j，牵制系数的大小取决于主要热管所占的比例。

（3）主动管选择。主动管为管道系统中对管道支架的工作状态起控制作用的管道。主动管的选择条件见表16-8。

表16-8　　主动管选择条件

序号	管架类别	主动管条件
1	刚性管架	选取管线中质量最大的管道
2	柔性管架	选取管线中质量比$\alpha\geqslant0.7$的管道 管线中无质量比$\alpha\geqslant0.7$的管道时，选取管道变形值Δ_z较小的管道，此时该管道采用铰接管座
3	半铰接管架	选取管线中管道变形值Δ_z满足式（16-3）规定的质量较大的管道

注　α—主动管质量与全部管道质量之比。

（4）敷设单层管道的管道支架可采用如下的牵制系数：

管架上支承1根或2根管道时，K_j可取1.0。

管架上支承3根管道时，K_j可按表16-9采用。

表16-9　　单层管架上敷设3根管道时的牵制系数K_j

$\alpha=\dfrac{\text{主要热管重量}}{\text{全部管道重量}}$	牵制系数K_j
$\alpha<0.5$	0.50
$0.5\leqslant\alpha\leqslant0.7$	0.67
$\alpha>0.7$	1.0

（5）单层管架上敷设的管道多于或等于4根时，牵制系数可根据参数α按图16-7取值。

（6）单层管架上敷设的管道多于或等于4根时，牵制系数也可按下列要求取值：

当$\alpha\geqslant0.8$时，K_j可取1.0。

当$\alpha<0.6$时，$K_j=\dfrac{13\alpha-1}{21\alpha+1}$。

当$0.6\leqslant\alpha<0.8$时，可用插值。

当$K_j<0.2$时，K_j可取0.2。

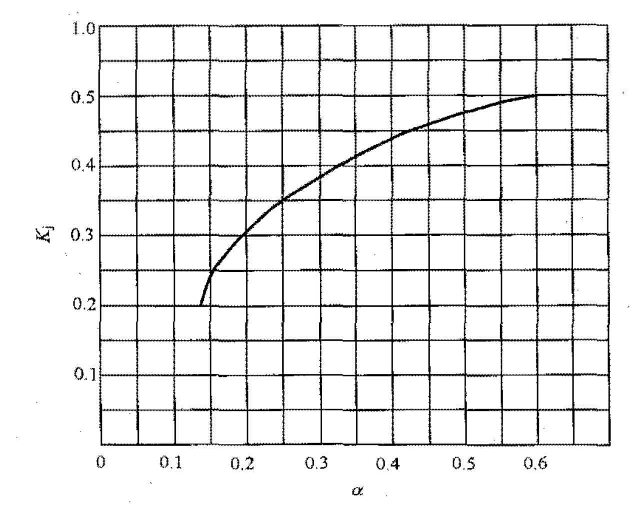


图16-7　4根或4根以上管道牵制系数

（7）敷设多层管道的管架，可按图16-6查取牵制系数K_j时，α值应按下列要求取值：

对于柱、基础设计时，全部热管中选定一根主要热管重量与上、下层全部管道总重量之比。

对于梁设计时，所计算的该层选定一根主要热管与该层上全部管道总重量之比。

（8）管架上的纵向水平荷载作用位置应符合下列要求：

活动管架水平推力作用点为梁顶支承点，如图 16-8（a）所示。

固定管架水平推力作用点，挡板式在距梁顶以下 $e/3$ 处，如图 16-8（b）所示，焊接式在支承梁顶面，如图 16-8（c）所示。

管道的水平地震作用位置应为支承梁顶面；纵梁为支座的支承面处。

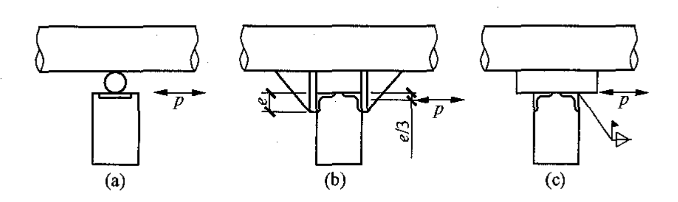


图 16-8　纵向水平推力作用位置

（a）滑动式；（b）挡板式；（c）焊接式

（9）管架上的横向水平荷载作用位置应符合下列要求：

固定管架管道风荷载作用点位置可取支承梁顶面。

活动管架管道风荷载作用点位置应取支承梁顶面。

作用在纵梁或桁架上的风荷载应以集中荷载形式作用于纵梁或桁架支座节点的支承面。

管道的水平地震作用位置应为支承梁顶面；纵梁、桁架应为支座的支承面处。

2. 管道水平推力

（1）活动管架承受的水平推力为管道膨胀时产生的摩擦力；固定管架承受的水平推力为管道补偿器的位移反弹力和活动管架的反作用力。

（2）当活动管架（不包括支承有振动管道的管架和跨越式管架）支承的管道符合下列条件之一时，管道的水平推力可以忽略不计。

常温管道，介质的温度不超过 40℃。

管道根数在 10 根以上，其中介质最高温度 $T_{max}\leqslant$ 130℃。

主要热管重量与全部管道重量的比值 $\alpha\leqslant0.15$。

其中，上述温度应包括扫线时的温度；上述规定对梁是指一根梁上的管道，对柱子为整个管架上的管道。

（3）刚性活动管架水平推力标准值应按式（16-5）计算。

$$F_m=K_j\mu' G_t \tag{16-5}$$

式中　F_m——作用在刚性活动管架，由管道膨胀产生的摩擦力标准值（可以由工艺专业提供），kN；

μ'——摩擦系数，钢与钢滑动接触时采用 0.3，钢与混凝土滑动接触时采用 0.4，钢与聚四氟乙烯之间采用 0.1；

G_t——正常操作时作用在一榀管架横梁上管道的总垂直荷载标准值，kN；

K_j——牵制系数。

（4）均布在刚性活动管架横梁上的水平推力标准值应按式（16-6）计算。

$$q_m=\frac{F_m}{L_0} \tag{16-6}$$

式中　q_m——均布在刚性活动管架横梁上的水平推力标准值，kN/m；

F_m——按式（16-5）计算，kN；

L_0——横梁计算长度，m。

（5）柔性活动管架水平推力标准值为柱顶纵向位移产生的弹性力等效水平推力标准值 F_f。

钢筋混凝土结构活动柔性管架水平推力标准值按式（16-7）计算。

$$F_f=\frac{3\times0.85E_cI\Delta_zK_j}{H^3}n \tag{16-7}$$

式中　F_f——作用在柔性活动管架上，由柱顶变位产生的弹性反力标准值，kN；

E_c——混凝土的弹性模量，kN/mm²；

I——一榀管架中一根柱沿管道纵向的截面惯性矩，mm⁴；

H——管架支柱高度（主动管管托底至基础顶面的距离，当双层管架时，为基础顶面至主动管所在横梁顶面的距离），mm；

n——一榀管架柱的根数，一般为 2 根；

Δ_z——主动管在所计算的管架顶面的位移（由工艺专业提供），mm；

K_j——牵制系数。

钢结构活动柔性管架水平推力标准值按式（16-8）计算。

$$F_f=\frac{3EI\Delta_zK_j}{H^3}n \tag{16-8}$$

式中　E——钢的弹性模量，kN/mm²。

（6）均布在柔性活动管架横梁上的水平推力标准值，应符合下列要求：

均布在单层柔性活动管架横梁上的水平推力标准值应按式（16-9）计算。

$$q_f=\frac{F_f}{L_0} \tag{16-9}$$

式中　q_f——均布在柔性活动管架横梁上的水平推力标准值，kN/m；

F_f——按式（16-8）计算，kN；

L_0——横梁计算长度，m。

均布在多层柔性活动管架横梁上的水平推力标准值应按下列要求确定：

1）主要热管所在的梁，梁上的水平推力应按式（16-9）计算。

2）非主要热管所在的梁，梁上的水平推力应按式（16-6）计算，经计算 $q_m>q_f$ 时，非主要热管所在横梁上的水平推力应取 q_f。

（7）固定管架的水平推力应由工艺管道专业计算并提供给结构设计人员。固定管架横梁上的水平推力应包括下列荷载：

管道补偿器的弹性反力。

关闭阀门时，管道的阀门、弯管及盲板等由介质产生的内力。

管道变形时，在刚性活动管架上的摩擦力总和；对于柔性活动管架，弹性反力总和应为固定管架至补偿器间各柔性活动管架的变位反力之和。

（四）振动管道荷载

（1）有振动管道的管架宜采取减振措施，当未采取减振措施时，振动管道的垂直荷载和水平推力的标准值应分别乘以不小于1.5的动力系数。

（2）振动管道设有限制振动的管卡或采取其他减振措施，振动管道的垂直荷载和水平推力的标准值应分别乘以不小于1.3的动力系数。

（3）计算基础时可不考虑振动的影响。

（五）事故荷载

工艺管道专业按事故状态提供荷载时，该荷载不应乘以动力系数，分项系数取1.0。

（六）风荷载

（1）作用于单层管架管道上的横向风荷载标准值应按式（16-10）计算确定。

$$W_t=\mu_z\mu_s w_0 LD \qquad (16\text{-}10)$$

式中 W_t——管道支架横向风荷载标准值，kN；

μ_z——风压高度变化系数，按现行国家标准GB 50009《建筑结构荷载规范》取值；

μ_s——管道风荷载体形系数，按表16-10查用；

w_0——基本风压，kN/m^2；

L——管道跨距，管道两侧的管道跨距不等时，取平均值，m；

D——管道外径（包括保温层），m，多根管道一般取平均外径。

表16-10 管道风荷载体型系数

管道根数	体型系数 μ_s
单根	0.6
双根	0.9
三、四根	1.2
大于或等于五根	1.4

注 1. 上述 μ_s 值适用于 $\mu_z w_0 D^2\geqslant 0.015$ 的情况；当 $\mu_z w_0 D^2\leqslant 0.002$ 时，应乘以1.7后采用；当 $0.002<\mu_z w_0 D^2<0.015$ 时，可按中间插入法计算。

2. 当按多根管道计算的值小于按单根管道计算的值时，取单根管道计算的值。

（2）对于跨越管架（图16-9），管道的纵向风荷载应按式（16-11）计算确定。

$$W_1=\frac{1}{2}\mu_z\mu_s' w_0 l_h\sum D \qquad (16\text{-}11)$$

式中 W_1——作用于竖向弯管的风荷载标准值（作用在梁顶面），kN；

μ_s'——竖向弯管风荷载体型系数，可取0.7；

l_h——竖向弯管高度，m。

上述 μ_s' 值适用于 $\mu_z w_0 D^2\geqslant 0.015$ 的情况；当 $\mu_z w_0 D^2\leqslant 0.002$ 时，应乘以1.7后采用；当 $0.002<\mu_z w_0 D^2<0.015$ 时，可按中间插入法计算。

当有双层弯管时，下弯管纵向风荷载可按式（16-11）计算，作用在下层梁顶面。

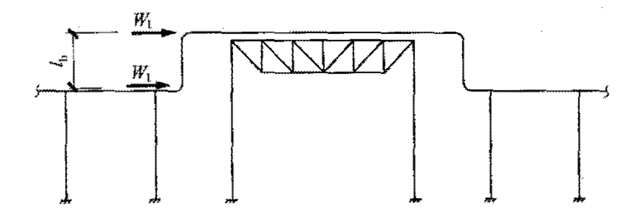


图16-9 带竖向弯管的跨越式管架

（3）多层多管横向风荷载可按式（16-12）计算确定。

$$W_{ki}=\mu_{si}' W_k \qquad (16\text{-}12)$$

式中 W_{ki}——考虑层间影响后某层管道风荷载标准值，kN；

W_k——按单层考虑时某层管道风荷载标准值，按式（16-10）计算，kN；

μ_{si}'——上、下层之间的影响系数，按图16-10、图16-11查得。即按 s_1/D_1 查得 μ_{s2}'，s_1/D_2 查得 μ_{s1}'，同理，按 s_2/D_2 查得 μ_{s3}'，s_2/D_3 查得 μ_{s2}'。中间层管道影响系数等于上、下两层管道影响系数之和减去1.0。D_i 为每层的最大管直径，s_i 为最大管之间的净距，如图16-10所示。

（4）管道支架结构表面的风荷载可以按下列要求确定：

作用在每根纵梁上的风荷载可按式（16-13）计算。

$$W_{L1}=\mu_z\mu_{s1} w_0 h_1 L \qquad (16\text{-}13)$$

式中　W_{L1}——作用在每根纵梁上的风荷载标准值，kN；

μ_{s1}——纵梁风荷载体型系数，每根纵梁可取1.3；

h_1——纵梁的截面高度，m。

作用在每榀桁架上的风荷载可按式（16-14）计算。

$$W_{L2}=\mu_z\mu_{s2}w_0h_2L \tag{16-14}$$

$$\mu_{s2}=\varphi\mu_s$$

$$\varphi=A_n/A$$

式中　W_{L2}——作用在每榀桁架上的风荷载标准值，kN；

μ_{s2}——单榀桁架的体型系数；

μ_s——对型钢杆件可取1.3；

φ——桁架的挡风系数；

A_n——桁架杆件和节点挡风的净投影面积，m^2；

A——桁架的轮廓面积，m^2。

$$A=h_2l_d$$

式中　h_2——桁架的高度，m；

l_d——桁架的长度，m。

作用在每根柱上的风荷载可按式（16-15）计算。

$$W_z=\mu_z\mu_{s3}w_0b \tag{16-15}$$

式中　W_z——作用在每根柱上的风荷载标准值，kN/m；

μ_{s3}——柱的风荷载的体型系数，每根柱可取1.3；

b——风荷载作用方向的柱截面宽度，m。

设计时还应考虑作用在电缆桥架上的风荷载。

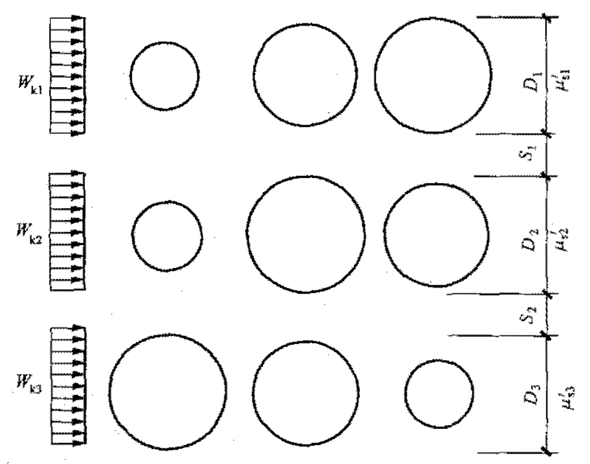


图16-10　多层多管横向风荷载

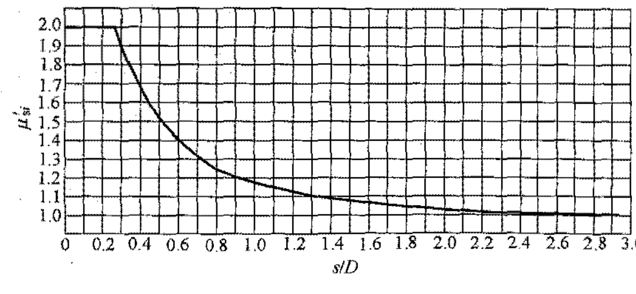


图16-11　多层多管层间影响系数

（七）冰雪荷载

（1）寒冷地区，当管壁温度在0℃以下时，应考虑冰雪荷载作用。

（2）作用在管道上的雪荷载标准值，可以按式（16-16）计算确定。

$$S_k=\mu_rS_{k0}D \tag{16-16}$$

式中　S_k——作用在管道上的雪荷载标准值，kN/m；

μ_r——管道积雪分布系数，可取0.7；

S_{k0}——基本雪压值，kN/m^2；

D——管道外径（包括保温层），m。

（3）寒冷地区在设有冷凝水排放阀处，应考虑阀门覆冰的荷载，按集中荷载作用可按式（16-17）计算确定。

$$G_{ki}=\frac{\pi d_1^2}{4}\times10=2.5\pi d_1^2 \tag{16-17}$$

式中　G_{ki}——冷凝水排放阀覆冰的荷载标准值，kN/m；

d_1——冷凝水排放管外直径（包括保温层），m。

（4）作用在管道上的覆冰荷载的确定。基本覆冰厚度应以离地面10m高度处统计所得的50年一遇的最大覆冰厚度为标准。当无观察资料时，应通过实地调查确定，也可按下列经验数值采用：

1）大凉山、川东北、川滇、秦岭、湘黔、闽赣等地区，可取10～30mm。

2）东北（部分）、华北（部分）、淮河流域等地区，可取5～10mm。

确定覆冰厚度的气象条件为基本风压0.15kN/m^2，同时气温为-5℃。

管道单位长度上的覆冰荷载标准值可按式（16-18）计算。

$$q_e=\pi\delta\,\alpha_1\alpha_1(d+\delta\alpha_1\alpha_2)\,\gamma\times10^{-6} \tag{16-18}$$

式中　q_e——单位管道长度上的覆冰荷载标准值，kN/m^2；

δ——基本覆冰厚度，mm；

d——管道的直径，mm；

α_1——覆冰厚度修正系数，根据构件直径按表16-11（1）确定；

α_2——覆冰厚度的高度递增系数，按表16-11（2）确定；

γ——覆冰重度，可取9kN/m^3。

表16-11（1）覆冰厚度修正系数 α_1

管道直径（mm）	30	40	50	60	70
α_1	0.80	0.75	0.70	0.63	0.60

表 16-11（2）覆冰厚度高度递增系数 α_2

离地面高度（m）	10	50	100
α_2	1.0	1.6	2.0

（八）荷载效应组合

1. 一般要求

管架设计应按承载能力极限状态和正常使用极限状态分别进行荷载效应组合，并应取各自最不利的效应组合进行设计。

2. 承载能力极限状态荷载效应组合

承载能力极限状态应采用荷载效应基本组合和地震作用效应组合，可以按表 16-12 采用。

3. 正常使用极限状态荷载效应组合

正常使用极限状态荷载效应组合，应根据不同的设计要求，采用荷载效应的标准组合或准永久组合，可以分别按表 16-13 和表 16-14 采用。

表 16-12　承载能力极限状态荷载效应组合

序号	组合情况	参加组合的工况	备注
1	活动管架正常操作+横向风荷载	1.2（1）+1.2（2）+1.2×1.3（15）+0.85［1.3（3）±1.3（7）ψ±1.3（16）±1.4（13）］	振动管道有减振措施
		1.2（1）+1.2（2）+1.2×1.5（15）+0.85［1.3（3）±1.3（7）ψ±1.5（16）±1.4（13）］	振动管道无减振措施
2	活动管架正常操作+纵向风荷载	1.2（1）+1.2（2）+1.2×1.3（15）+0.85［1.3（3）±1.3（7）ψ±1.3（16）±1.4（14）］	振动管道有减振措施
		1.2（1）+1.2（2）+1.2×1.5（15）+0.85［1.3（3）±1.3（7）ψ±1.5（16）±1.4（14）］	振动管道无减振措施
3	固定管架正常操作+横向风荷载	1.2（1）+1.2（2）+1.2×1.3（15）+0.85［1.3（3）±1.3（8）ψ±1.3（16）±1.4（13）］	振动管道有减振措施
		1.2（1）+1.2（2）+1.2×1.5（15）+0.85［1.3（3）±1.3（8）ψ±1.5（16）±1.4（13）］	振动管道无减振措施
4	固定管架关闭阀门时，非正常操作+横向风荷载	1.2（1）+1.2（2）+1.2×1.3（15）+0.85［1.3（3）±1.3（8）ψ±1.3（9）ψ±1.3（10）ψ±1.3（16）±1.4（13）］	振动管道有减振措施
		1.2（1）+1.2（2）+1.2×1.5（15）+0.85［1.3（3）±1.3（8）ψ±1.3（9）ψ±1.3（10）ψ±1.5（16）±1.4（13）］	振动管道无减振措施
5	管道试压+横向风荷载	1.2（1）+0.85［1.3（3）+1.1（4）±0.5×1.4（13）］	—
6	管道试压+纵向风荷载	1.2（1）+0.85［1.3（3）+1.1（4）±0.5×1.4（14）］	固定管架考虑
7	横向地震作用	1.2（1）+1.2（2）±1.3（17）	—
8	纵向地震作用	1.2（1）+1.2（2）±1.3（18）	抗震设防烈度 8 度、9 度，柔性活动管架考虑
9	纵向地震作用（固定管架）	1.2（1）+1.2（2）±1.3（9）ψ±0.5×1.3（18）	
10	活动管架检修+横向风荷载	1.2（1）±1.2（15）+0.85［1.3（3）±0.5×1.4（13）］	

注　1. 积灰荷载应与冰雪荷载或平台活荷载两者中的较大值同时考虑。

2. 寒冷地区，当管壁温度在 0℃以下时，应视具体情况考虑冰雪荷载。

3. 支承有振动管道的管架，荷载组合时应乘以相应的动力系数。

4. 风荷载考虑横向作用，并具有正、反不同方向，对于具有支承竖向弯管的固定管架，应考虑纵向风荷载。

5. 表中代号（7）、（8）、（9）、（10）四类荷载在计算时，尚应乘以温度作用产生的水平推力的组合系数 ψ，单根热管时可采用 1.0，多根热管时可采用 0.8。

6. 代号（1）～（18）代表的荷载见表 16-7。

由于发电工程管架上平台走道上的活荷载相对管道荷载较小，不是控制工况，因此为了简化起见，将平台、走道板上的活荷载的组合值系数、准永久值系数均取 0.5。

风荷载的组合值系数、准永久值系数可以分别取 0.5 和 0。

表 16-13　正常使用极限状态荷载效应标准组合

序号	组合情况	参加组合的工况
1	活动管架正常操作+横向风荷载	(1) + (2) + (15) +0.5 (3) +0.85 (7) ψ±0.5 (13)
2	固定管架正常操作+横向风荷载	(1) + (2) + (15) +0.5 (3) +0.85 (8) ψ±0.5 (13)
3	管道充水试压+横向风荷载	(1) +0.5 (3) +0.85 (4) ±0.5 (13)
4	管道充水试压+纵向风荷载	(1) +0.5 (3) +0.85 (4) ±0.5 (14)

注　本表中代号如 (1)、(3) 等代表的荷载见表 16-7。

表 16-14　正常使用极限状态荷载效应准永久组合

序号	组合情况	参加组合的工况
1	活动管架正常操作	(1) + (2) + (15) +0.5 (3) +0.85 (7) ψ
2	固定管架正常操作	(1) + (2) + (15) +0.5 (3) +0.85 (8) ψ
3	管道充水试压	(1) +0.5 (3) +0.85 (4)

注　本表中代号代表的荷载见表 16-7。

二、结构计算

(一) 一般要求

(1) 火力发电厂的管道支架结构的设计基准期为 50 年，设计使用年限为 50 年，安全等级为二级。

(2) 管道支架的抗震设防类别应根据支架的重要性和地震破坏时可能产生的次生灾害确定，并不宜低于丙类。

(3) 钢筋混凝土固定支架和输送易燃、易爆、剧毒介质的钢筋混凝土支架，应符合本国家现行标准 GB 50191《构筑物抗震设计规范》有关框架抗震等级三级的要求。其他支架应符合抗震等级四级的要求。

(4) 管架结构可按弹性分析方法计算结构内力。管架结构可分别对平面内、平面外进行内力分析，但应考虑平面结构的空间协同效应。

(5) 管道支架应根据承载能力极限状态及正常使用极限状态的要求，按下列要求进行计算：

1) 所有结构构件均应进行承载能力计算，有抗震设防要求的结构，尚应按规定进行结构构件抗震承载力验算。

2) 管道支架的横梁、纵梁应进行挠度验算。

3) 管道支架应进行风荷载作用下和管道水平推力作用下的柱顶位移计算。

4) 管道支架应按多遇地震确定地震影响系数，并进行水平地震作用和作用效应计算。

5) 刚性活动支架，在管道滑动的方向（纵向）可不进行抗震验算，但应满足相应的抗震构造措施要求。

6) 抗震设防烈度为 8、9 度时，柔性活动管架应进行抗震验算。

7) 一般管架结构可不进行地震作用下的变形验算。

(二) 结构内力计算

(1) 管道支架柱应按双向偏心受压构件进行承载能力计算。

(2) 活动管架横梁在垂直及水平荷载作用下，应按双向受弯构件计算；当水平荷载作用下的弯矩 M_y 与垂直荷载作用下的弯矩 M_x 之比 $M_y/M_x \leq 0.1$ 时，可按单向受弯计算；固定管架横梁除应进行双向受弯构件计算外，还应进行构件受扭计算。

(3) 常用的独立式管架包括单层刚性管架、双层刚性管架、单层柔性管架、双层柔性管架，计算简图分别如图 16-12～图 16-15 所示。

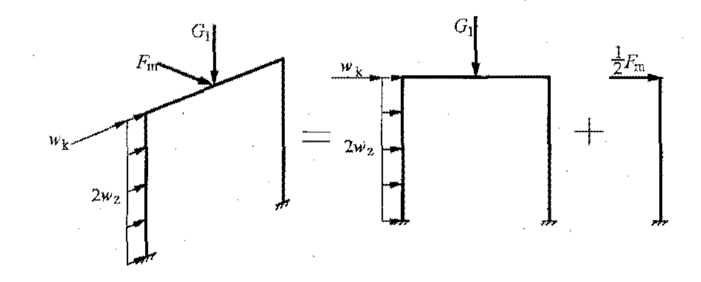


图 16-12　单层刚性中间管架计算简图

注：1. 图中竖向荷载 G_1 和水平推力 F_m 仅表示荷载作用方向，不表示集中荷载或均布荷载。图中未表示梁柱连接方式（以下各简图相同）。

2. 风荷载 w_k、w_z 及水平荷载 F_m 具有不同方向的作用。

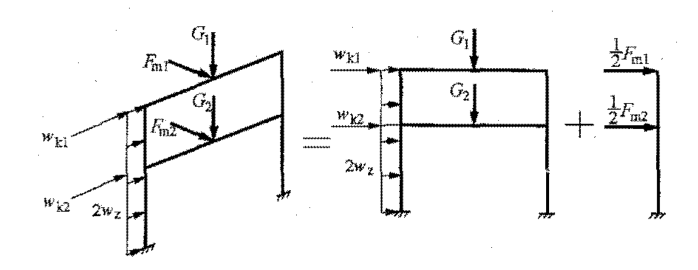


图 16-13　双层刚性中间管架计算简图

（4）独立式固定管架的计算简图可参见刚性活动管架，水平推力F一般由工艺专业提供，但宜考虑固定管架两侧传来的水平推力的不平衡性及叠加时方向的不同。

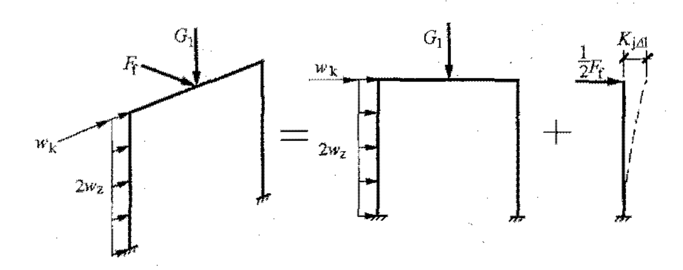


图 16-14 单层柔性中间管架计算简图

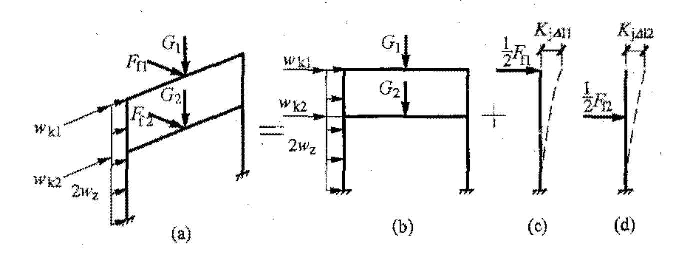


图 16-15 双层柔性中间管架计算简图

（a）斜视图；（b）正面图；

（c）主动管在上层；（d）主动管在下层

（三）管廊空间整体模型计算

（1）采用空间模型整体计算时，管廊结构分析的模型应符合下列要求：

计算模型的建立、必要的简化计算与处理，应符合管廊结构的实际工作状况。

管廊结构分析采用的计算简图、几何尺寸、边界条件及结构材料性能指标，应符合管廊结构的实际情况。

管廊结构上各种作用的取值与效应组合、初始应力和变形状况等，应符合管廊结构的实际工作状况。

管廊计算单元可取一个温度区段为计算单元。当在伸缩缝处采用滑动支座连接时，也可取几个温度区段的管廊为计算单元。

纵向桁架杆件宜直接在空间模型中输入建立。

（2）管廊空间模型整体计算时，管道荷载应根据管道的布置、管径大小、管道的支点位置确定。管架上的设备荷载应考虑其对管架结构的扭转效应。

（3）伸缩缝间距较长且高温高压管道荷载较大时，纵梁设计应考虑轴向力对强度及稳定的影响；对于钢筋混凝土管架柱，应考虑轴向力对预埋件的拉压作用。

（四）管架柱的计算长度系数

（1）钢筋混凝土管架柱的计算长度系数可按下列要求确定：

当柱脚为固接，梁柱节点为铰接时，可按表 16-15 采用。

当柱脚为固接，梁柱节点为刚接时，可按表 16-16 采用。

（2）钢结构管架柱的计算长度系数可按下列要求确定：

当柱脚为固接，梁柱节点为铰接，柱间设有上下贯通的垂直支撑时，钢结构管架可按强支撑框架考虑，管架柱的计算长度系数可按表 16-17 确定。

当柱脚为固接，梁柱节点为刚接，柱的计算长度系数应按 GB 50017《钢结构设计规范》的有关规定采用。

对于柱脚为铰接，梁柱节点为铰接的纵梁式管架，管架横向设有上下贯通的垂直支撑时，钢结构管架柱横向的计算长度系数可取 1.0。

若由于工艺管道的限制，钢结构管架的横向在顶层不能设置垂直支撑时，则顶层柱（无支撑部分）的计算长度系数应按稳定理论计算确定，底层柱（有支撑部分）的计算长度系数可取 1.0。

表 16-15 梁柱节点为铰接，混凝土柱计算长度系数 μ

序号	管道支架型式	管道支架类别	层数	单跨		双跨	
				纵向	横向	纵向	横向
1	独立型式	固定管架	单层	2.0	1.5	2.0	1.5
2			多层	2.0	1.25	2.0	1.25
3		刚性管架	单层	1.5	1.5	1.5	1.5
4			多层	1.5	1.25	1.5	1.25
5		柔性管架	单层	1.25	1.5	—	—
6			多层	1.25	1.25	—	—
7		半铰接管架	单层	1.0	1.5	—	—
8			多层	1.0	1.25	—	—
9	空间型式	纵梁式管架	单层	1.0	1.5	1.0	1.25
10			多层	1.0	1.25	1.0	1.0
11		四柱式管架	单层	1.5	1.5	—	—
12			多层	1.5	1.5	—	—
13		桁架式管架	单层	1.0	1.0	—	—
14			多层	1.0	1.0	—	—

注 对于多层管道支架，最下层 H 值取值一般取基础顶面至最下层梁底的高度，其他各层即为各层柱的净高。

表 16-16　　梁柱节点为刚接，混凝土柱计算长度系数 μ

序号	管道支架型式	管道支架类别	层数	单跨		双跨		单柱（T形）	
				纵向	横向	纵向	横向	纵向	横向
1	独立型式	固定管架	单层	2.0	1.5	2.0	1.25	2.0	2.0
2			多层	2.0	1.5	2.0	1.25	2.0	2.0
3		刚性管架	单层	1.5	1.5	1.5	1.25	1.5	2.0
4			多层	1.5	1.0	1.5	1.0	1.5	2.0
5		柔性管架	单层	1.25	1.5	—	—	1.25	2.0
6			多层	1.25	1.0	—	—	1.25	2.0
7		半铰接管架	单层	1.0	1.5	—	—	1.0	2.0
8			多层	1.0	1.0	—	—	1.0	2.0
9	空间型式	纵梁式管架	单层	1.0	1.5	1.0	1.25	—	—
10			多层	1.0	1.0	1.0	1.0	—	—
11		四柱式管架	单层	1.5	1.5	—	—	—	—
12			多层	1.25	1.25	—	—	—	—
13		桁架式管架	单层	1.0	1.0	—	—	—	—
14			多层	1.0	1.0	—	—	—	—

注　对于多层管道支架，最下层 H 值取值一般取基础顶面至最下层梁底的高度，其他各层即为各层柱的净高。

表 16-17　　柱脚为固接、梁柱节点为铰接，钢柱计算长度系数 μ

序号	管架型式	管架类别	层数	单跨		双跨	
				纵向	横向	纵向	横向
1	独立型式	固定管架	单层	2.0	0.7	2.0	0.7
2			多层	2.0	$\frac{1.0}{0.7}$	2.0	$\frac{1.0}{0.7}$
3		刚性管架	单层	1.5	0.7	1.5	0.7
4			多层	1.5	$\frac{1.0}{0.7}$	1.5	$\frac{1.0}{0.7}$
5	空间型式	纵梁式管架	单层	1.0	0.7	1.0	0.7
6			多层	1.0	$\frac{1.0}{0.7}$	1.0	$\frac{1.0}{0.7}$
7		四柱式管架	单层	0.7	0.7	—	—
8			多层	$\frac{1.0}{0.7}$	$\frac{1.0}{0.7}$	—	—
9		桁架式管架	单层	1.0	0.7		
10			多层	1.0	$\frac{1.0}{0.7}$		

注　横线下方为底层柱的计算长度系数，横线上方为其他各层柱的计算长度系数。

（五）柱间支撑的计算

（1）柱间支撑按中心受压构件计算。

（2）柱间支撑的计算长度，按下列规定采用：

单角钢斜杆的计算长度 $l_0=l_s$。

交叉支撑的钢斜杆的计算长度 $l_0=0.5l_s$。

支撑平面外：$l_0=l_s$。

式中　l_s——节点中心距离（交叉连接时不作为节点考虑）。

（六）构件的允许长细比

（1）钢筋混凝土管架柱的允许长细比应满足表16-18的规定。

(2)钢结构管架构件的允许长细比应满足表16-19的规定。

表16-18 钢筋混凝土柱的允许长细比 H_{ox}/b、H_{oy}/h

构件名称	允许长细比
刚性管架柱	35
柔性管架柱	40
固定管架柱	25

注 1. H_{ox}、H_{oy}为管架柱沿x、y方向的计算长度。
2. b、h为管架柱的截面尺寸，对活动管架柱不应小于200mm，对于固定管架柱不应小于300mm。

表16-19 钢结构构件的允许长细比 l_0/i

构件名称		允许长细比		
		6度、7度	8度	9度
刚性管架柱		150	150	120
柔性管架柱		200		
柱间交叉支撑		300	250	200
一般柱间人字撑		200	150	150
柱间支撑的横梁		150		
纵梁及钢桁架中各杆件	受拉	300		
	受压	150		

注 1. l_0为构件的计算长度（mm）；i为截面回转半径（mm）。
2. 表中所列数值适用于Q235钢，采用其他牌号钢材时，应乘以$\sqrt{235/f_y}$。

（七）抗震计算

（1）对抗震设防烈度为7度和7度以下的地区，一般管道支架可不进行抗震验算，但应采取抗震措施。符合下列条件之一者应进行地震作用验算：

1）管道支架上直径大于或等于500mm的管道多于或等于三根时。

2）容易产生次生灾害的单根管道，直径大于等于500mm时。

3）管道支架上有直径大于等于1000mm的管道时。

4）管道支架顶部支承重型设备时。

三层及三层以上管道支架或高度大于10m的独立式管架应进行横向及纵向地震作用验算。

（2）管道支架抗震计算单元划分应与管道实际荷载作用相协调。计算单元和简图可按下列原则选取：

独立式管架纵向计算单元（L），可取补偿器中至中距离（图16-16）；或取各支架左右中至中距离；横向宜取各支架左右右中至中距离。

单层管道时计算简图可取单质点体系，多层管道时可按管道布置位置简化为多质点体系。

纵梁式管架可按结构单元划分。计算单元内的结构计算简图，对单层管道支架可按单质点体系考虑，对多层管道，可按管道布置位置简化为多质点体系。

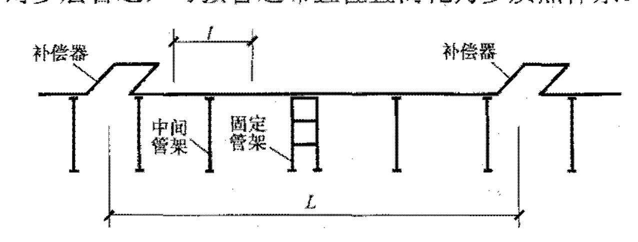


图16-16 独立式管道支架计算简图

（3）计算地震作用效应时，管道支架的重力荷载代表值可按下列规定采用：

1）管道（包括内衬、保温层和管道附件）、电缆桥架（包括电缆）和操作平台等自重，可采用自重标准值的100%。

2）管道内的介质可采用正常运行时自重标准值（由工艺提供）的100%。

3）对于冷管道，可采用冰、雪荷载标准值的50%；对热管道或冷、热管间隔敷设的多管共架管道，可不计冰、雪荷载。

4）积灰荷载可采用荷载标准值的50%。

5）走道活荷载可采用荷载标准值的50%。

（4）独立式管道支架纵向地震作用计算时，活动支架及固定支架地震作用可按支架侧移刚度进行分配。当活动支架的地震作用大于管道的摩擦力时，其地震作用可扣除摩擦力。

（5）竖向地震作用应符合下列要求：

1）抗震设防烈度为8度和9度时，支承大直径管道的长悬臂和跨度大于24m管廊式支架的桁架，应进行竖向地震所用计算。

2）竖向地震作用标准值可采用重力荷载代表值与竖向地震作用系数的乘积。

3）竖向地震作用可不向下部结构传递，但应验算支承牛腿和埋件的承载力。

4）竖向地震作用影响系数可按表16-20取值。

表16-20 竖向地震作用影响系数

序号	结构类别	烈度	场地类别		
			Ⅰ₀、Ⅰ₁	Ⅱ	Ⅲ、Ⅳ
1	跨度大于或等于24m的钢桁架	8	可不计算（0.10）	0.08（0.12）	0.10（0.15）
		9	0.15	0.15	0.20

续表

<table>
<tr><th rowspan="2">序号</th><th rowspan="2">结构类别</th><th rowspan="2">烈度</th><th colspan="3">场地类别</th></tr>
<tr><th>Ⅰ₀、Ⅰ₁</th><th>Ⅱ</th><th>Ⅲ、Ⅳ</th></tr>
<tr><td rowspan="2">2</td><td rowspan="2">跨度大于或等于 24m 的大直径管道、长悬臂管道钢桁架</td><td>8</td><td colspan="3">0.10（0.15）</td></tr>
<tr><td>9</td><td colspan="3">0.20</td></tr>
</table>

注　括号中数值用于设计基本地震加速度为 0.30g 的地区。

（6）截面抗震验算应符合以下规定：

1）地震作用效应与其他荷载效应的基本组合，可按式（16-19）确定。

$$S=\gamma_G S_{GE}+\psi_{Eh}\gamma_{Eh}S_{Ehk}+\gamma_{Ev}S_{Evk}+\psi_t\gamma_t S_{tk} \quad (16\text{-}19)$$

式中　S——结构构件内力组合设计值；

γ_G——重力荷载分项系数，一般情况下取 1.2；当重力荷载效应对构件承载能力有利时宜取 1.0；当验算结构抗倾覆或抗滑移时，宜取 0.9；

S_{GE}——重力荷载代表值的效应；

γ_{Eh}、γ_{Ev}——分别为水平、竖向地震作用分项系数，可按表 16-21 采用；

S_{Ehk}——水平地震作用标准值的效应；

S_{Evk}——竖向地震作用标准值的效应；

ψ_{Eh}——水平地震作用组合系数；对于固定管架，纵向水平地震作用与管道水平推力组合时采用 0.5，其余情况采用 1.0；

ψ_t——管道温度作用水平推力组合系数，单根热管道时采用 0.7，多管时取 0.55；

S_{tk}——管道温度作用水平推力标准值的效应；

γ_t——管道温度作用水平推力作用分项系数，可取 1.4。

2）管道支架结构构件截面抗震验算应满足式（16-20）的要求。

$$S\leqslant R/\gamma_{RE} \quad (16\text{-}20)$$

式中　R——结构构件承载力设计值；

γ_{RE}——构件承载力抗震调整系数，可按表 16-22 采用。

表 16-21　地震作用分项系数

<table>
<tr><th>序号</th><th colspan="2">地震作用</th><th>γ_{Eh}</th><th>γ_{Ev}</th></tr>
<tr><td>1</td><td colspan="2">仅按水平地震作用计算</td><td>1.3</td><td>0</td></tr>
<tr><td>2</td><td colspan="2">仅按竖向地震作用计算</td><td>0</td><td>1.3</td></tr>
<tr><td>3</td><td rowspan="2">同时按水平和竖向地震作用计算</td><td>水平地震作用为主时</td><td>1.3</td><td>0.5</td></tr>
<tr><td>4</td><td>竖向地震作用为主时</td><td>0.5</td><td>1.3</td></tr>
</table>

表 16-22　构件承载力抗震调整系数

<table>
<tr><th>序号</th><th>材料</th><th>结构构件</th><th>受力状态</th><th>γ_{RE}</th></tr>
<tr><td>1</td><td rowspan="3">钢</td><td>柱、梁</td><td>偏压、受弯</td><td>0.67</td></tr>
<tr><td>2</td><td>管道支架柱间支撑</td><td>轴拉、轴压</td><td>0.72</td></tr>
<tr><td>3</td><td>构件焊缝</td><td>受剪、受拉</td><td>0.80</td></tr>
<tr><td>4</td><td rowspan="5">钢筋混凝土</td><td>梁</td><td>受弯</td><td>0.67</td></tr>
<tr><td>5</td><td>轴压比小于 0.15 的柱</td><td>偏压</td><td>0.67</td></tr>
<tr><td>6</td><td>轴压比为 0.15～0.45 的柱</td><td>偏压</td><td>0.72</td></tr>
<tr><td>7</td><td>轴压比大于 0.45 的柱</td><td>偏压</td><td>0.77</td></tr>
<tr><td>8</td><td>其他各类构件</td><td>受剪、偏拉</td><td>0.77</td></tr>
</table>

注　当仅按竖向地震作用计算时，结构构件承载力的抗震调整系数均采用 0.9。

（八）基础计算

（1）管道支架基础宜采用独立式钢筋混凝土基础。当管道支架基础的底面尺寸较小时，可采用素混凝土刚性基础；对软弱地基或柱净距较小时，可采用联合钢筋混凝土基础。

（2）钢结构独立式管架的基础一般采用钢筋混凝土杯口基础。基础的设计按现行国家标准 GB 50007《建筑地基基础设计规范》的规定执行。基础杯口顶面应低于整平地面标高 100mm。

（3）钢结构纵梁式管架的基础一般采用钢筋混凝土独立基础，基础与钢柱采用地脚锚栓连接。基础短柱的顶面应高出整平地面不小于 150mm。

（4）在非地震作用下，固定管架的基础底面压力零值区（图 16-16）不应大于相应基础底边边长的 1/5；在地震作用下，固定管架的基础底面压力零值区不应大于相应基础底边边长的 1/4。考虑地基底面反力零值区影响后的基底压力可按式（16-21）计算确定，如图 16-17 所示。

（5）对于活动管架基础，基础底面压力零值区不应大于相应基础底边边长的 1/4。

$$P_{k\max}=0.35\frac{F_k+G_k}{C_xC_y}\leqslant 1.2f_a \quad (16\text{-}21)$$

$$C_x=\frac{A}{2-e_x}$$

$$C_y=\frac{B}{2-e_y}$$

$$e_x=\frac{M_{kx}}{F_k+G_k}$$

$$e_y=\frac{M_{ky}}{F_k+G_k}$$

式中　F_k——相应于荷载效应标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值，kN；

G_k——基础自重和基础上的土重，kN；

M_{kx}、M_{ky}——相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面绕 x、y 方向的弯矩，kN·m；

f_a——修正后的地基承载力特征值，kPa；

A、B——基础底边长度，m。

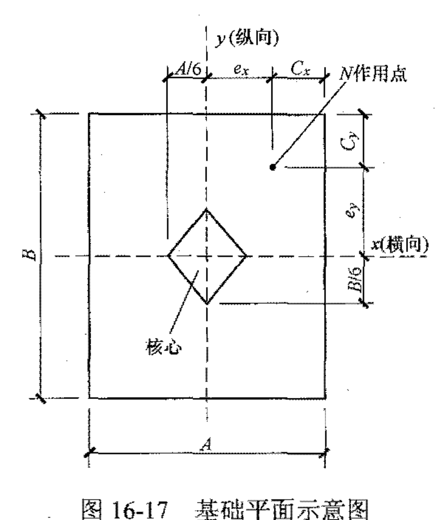


图 16-17　基础平面示意图

第四节　构 造 要 求

一、钢筋混凝土管架构造

（1）钢筋混凝土管架的混凝土强度等级不应低于 C25。在腐蚀性等级为强、中区域的管架，混凝土强度等级不应低于 C40。

（2）钢筋混凝土管架柱的允许长细比应满足表 16-17 和表 16-16 的规定。钢筋混凝土支架柱的最小截面尺寸不宜小于 250mm，支架梁的最下截面尺寸不宜小于 200mm。

（3）钢筋混凝土管架梁、柱钢筋的混凝土保护层厚度应根据混凝土耐久性及防腐要求确定，但不宜小于 30mm。在腐蚀性等级为中等时，不应小于 35mm；在腐蚀性等级为强时，不应小于 40mm。

（4）钢筋混凝土管架的最大裂缝宽度允许值为 0.2mm。

（5）敷设于支架顶层横梁上的外侧管道应采取防止管道滑落的措施，采用下滑式或滚动式管托的支架应采取防止管托滑落于梁侧的措施。

（6）支架埋件的锚筋应按计算确定，下列支架埋件的锚筋不宜小于 4Φ12，锚固长度应符合受拉钢筋的抗震锚固要求，且不应小于 $30d$。

1）固定支架和设有柱间支撑的支架。

2）抗震设防烈度为 8 度和 9 度地区的管道支架。

3）梁、柱铰接处的埋件。

（7）支架悬臂横梁上如敷设管道，其悬臂长度不宜大于 1500mm。

（8）管廊式支架在直线段的适当部位应设置柱间支撑和水平支撑；抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，在有柱间支撑的基础之间宜设置连系梁。

（9）半铰接支架柱在管道纵向的构造钢筋，每边不应少于 2Φ16；柱脚横梁全长和柱根部不小于 500mm 高度范围内的箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 100mm。

（10）钢筋混凝土管架的箍筋应符合下列要求：

1）双柱式支架，自柱顶至最下一层横梁底以下不小于 500mm 和柱底至地面以上不小于 500 范围内，箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 100mm。

2）柱间支撑与柱连接处上、下各不小于 500mm 范围内，应按间距不大于 100mm 加密箍筋。

3）T 形管架柱和横梁、固定管架横梁的箍筋应做成封闭式的抗扭箍筋。

（11）纵梁及桁架的跨度大于 9m 时，宜设置水平支撑。

二、钢结构管架构造

（1）钢结构管架柱及支撑构件的允许长细比应满足表 16-17 的规定。

（2）钢结构管架板件的宽厚比限值除应满足 GB 50017 中有关弹性阶段设计的规定之外，尚应符合表 16-23 的要求。

表 16-23　钢支架板件的宽厚比限值

构件名称	6 度、7 度	8 度	9 度
工字形截面翼缘外伸部分	13	11	10
圆管外径与壁厚比	60	55	50

注　表中所列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$，但对于圆管，外径与壁厚比应乘以 $235/f_y$。

（3）钢结构管架的梁柱连接宜采用柱贯通型。

（4）钢结构管架梁、柱连接节点宜采用铰接，且宜采用螺栓连接，以减少现场焊接工作量。

（5）钢结构管架梁、柱、桁架宜采用 H 型钢和圆钢管，圆钢管端部应进行封闭。

（6）腐蚀性等级为强、中时，钢结构构件不应采用由双角钢组成的 T 形截面或由双槽钢组成的工字形截面；腐蚀性等级为弱时，不宜采用由双角钢组成的 T 形截面或由双槽钢组成的工字形截面。

（7）纵梁及桁架的跨度大于 9m 时，宜设置水平支撑。

（8）四柱式钢结构固定管架，对直径较大的管道，抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，在直接支承管道的横梁平面内，应设置与四柱相连的水平支撑；当支架较高

时，尚应在支架高度中部的适当部位增设水平支撑。

（9）在钢结构管架的受力构件及其连接中，不宜采用：厚度小于 6mm 的钢板；壁厚小于 4mm 的钢管；截面小于∟50×5 的角钢。

（10）管架横梁上、下作用有管道集中力时，需设置横向加劲肋。

（11）抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，钢结构单柱固定支架的柱脚应采用刚接柱脚。

（12）插入式柱脚中，钢柱插入混凝土基础杯口的最小深度为 $1.5h_c$ 或 $1.5d_c$（h_c 为柱截面高度，d_c 为圆管柱的外径），且不宜小于 500mm，亦不宜小于吊装时钢柱长度的 1/20。

（13）柱脚在地面以下的部分应采用强度等级为 C20 的素混凝土包裹（保护层厚度不应小于 50mm），并应使包裹的混凝土高出地面不小于 200mm。

（14）钢结构管架柱脚底板厚度不宜小于 16mm；纵梁式管架钢柱脚底板厚度不宜小于 20mm。钢柱脚抗剪承载力不足时，在钢柱脚底板下可设置抗剪键。

（15）纵梁式管架纵向柱间支撑应满足下列要求：

1）柱间支撑宜各层连续设置，下柱支撑应确保水平力能直接传给基础。

2）在交叉支撑的交叉点宜设置节点板。

3）柱间支撑节点板的厚度不应小于 8mm。

（16）纵梁式管架的伸缩缝处宜采用双柱。当伸缩缝处为单柱时，伸缩缝处的纵梁与柱的连接可采用滑动支座，其构造可设椭圆孔（图 16-18）。钢牛腿顶部应刨平加设 8mm 厚聚四氟乙烯板。

（17）钢桁架跨度大于或等于 18m 时，起拱高度宜为桁架跨度的 1/400。

（18）管廊式管架柱的高度宜与纵梁或桁架的顶面平齐。

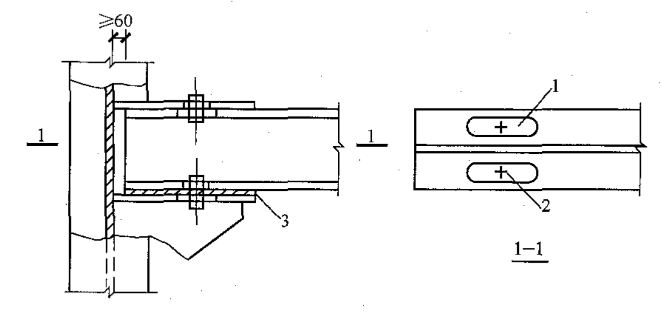


图 16-18　纵梁式管架的伸缩缝构造

1—椭圆孔；2—螺栓；3—聚四氟乙烯板

三、混合结构构造

（1）柱横向采用钢筋混凝土结构，纵梁为钢结构时，纵梁与混凝土柱间的连接埋件应按拉剪埋件进行设计。

（2）管架底层采用钢筋混凝土柱时，上部钢结构的柱脚宜采用铰接柱脚。

第五节　计 算 算 例

一、刚性管架

（一）设计资料

（1）该管道支架为独立式的钢筋混凝土刚性管道支架，梁柱节点为刚接，柱脚为固接，管道支座为滑动钢支座。管架顶标高为 4.100m，管架柱脚底标高为 –1.000m。管道支架横断面如图 16-19 所示。

（2）管道重量标准值见表 16-24。

（3）管道跨距。管道跨距 L=4.5m。

（4）主动管。按照表 16-8 的原则，选取 F2 管为主动管，工艺提供变形值，Δ_z=50mm。

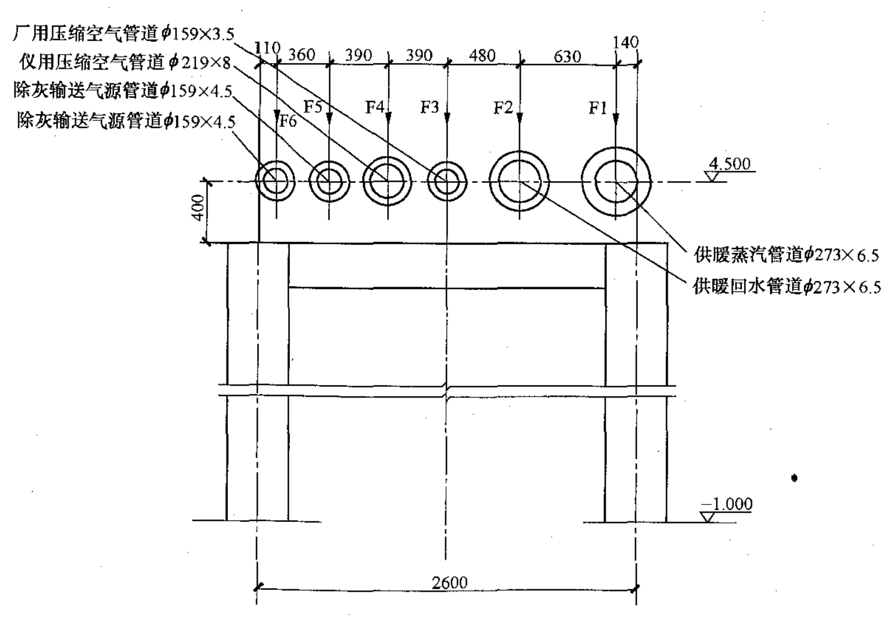


图 16-19　管道支架横断面图

表 16-24　　管道重量标准值

编号	管道名称及规格（mm×mm）	管道重量标准值（kN）
F1	供暖蒸汽管道ϕ273×6.5	12
F2	供暖回水管道ϕ273×6.5	12
F3	厂用压缩空气管道ϕ159×3.5	4
F4	仪用压缩空气管道ϕ219×8	10
F5	除灰输送气源管道ϕ159×4.5	4
F6	除灰输送气源管道ϕ159×4.5	4

注　保温层厚 100mm。

（二）管架结构材料

1. 混凝土

梁、柱、基础混凝土强度等级为 C30。

2. 钢筋

受力钢筋采用 HRB400 钢筋，箍筋采用 HPB300 钢筋。

（三）自然条件

1. 基本风压

w_0=0.5kN/m^2，地面粗糙度类别为 B 类。

2. 修正后地基承载力特征值

$$f_a=180\text{kN/m}^2$$

（四）荷载计算

1. 计算简图如图 16-20 所示。

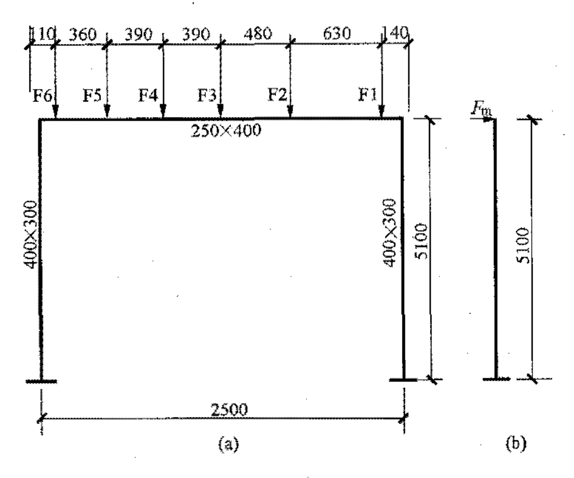


图 16-20　计算简图（尺寸单位：mm）

（a）平面内；（b）平面外

2. 几何尺寸

（1）构件截面：

柱：b=400mm，h=300mm

梁：b=250mm，h=400mm

（2）计算高度：

1）查表 16-16，得平面外（沿管道长度方向）计算高度为

$$H_{0y}=\mu H_y=1.5H_y=1.5\times5.1=7.65\ (\text{m})$$

2）查表 16-16 得平面内（垂直管道方向）计算高度为

$$H_{0x}=\mu H_x=1.5H_x=1.5\times5.1=7.65\ (\text{m})$$

（3）长细比：

1）平面外，查表 16-18 计算，得

$$\frac{H_{0x}}{b}=\frac{7.65}{0.4}=19.1<35$$

2）平面内，查表 16-18 计算，得

$$\frac{H_{0y}}{h}=\frac{7.65}{0.3}=25.5<35$$

柱长细比满足要求。

3. 垂直荷载计算

（1）管道荷载。因管道排列较密，按均布荷载考虑，均布荷载为

$$q_1=\frac{12+12+4+10+4+4}{2.5}=18.4(\text{kN/m})$$

（2）横梁自重：

$$q_2=\rho bh=25\times0.25\times0.4=2.5(\text{kN/m})$$

4. 水平荷载计算

（1）管道水平荷载。刚性管架水平荷载主要为管道摩擦力，按式（16-5）计算：

$$F_m=K_j\mu' G_t$$

1）G_t 为正常操作时，作用在一榀管加横梁上总的垂直荷载标准值，G_t=12+12+4+10+4+4=46（kN）

2）主动管选取，按照表 16-8 的原则，对于刚性管架，选取管线中质量最大的管道最为主动管，因此选取 F2 管作为主动管。

3）牵制系数按图 16-7 查得

$$\alpha=\frac{\text{主动管道重量}}{\text{全部管道重量}}=\frac{12}{46}=0.26$$

查图 16-8 得：　　K_j=0.37

4）摩擦系数 $\mu'=0.3$

所以，管道摩擦力按式（16-5）计算，得

柱：$F_m=K_j\mu' G_t/2=0.37\times0.3\times46/2=2.55(\text{kN})$

梁：

$$F_m=K_j\mu' G_t/L=0.37\times0.3\times46/2.5=2.04(\text{kN/m})$$

（2）风荷载。

1）管道风荷载按式（16-10）计算

$$W_t=\mu_z\mu_s w_0 LD$$

查 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》表 8.2.1，取 $\mu_z=1.0$。

管道外径为管道直径与保温层的厚度之和。

$$D=\frac{(273+200)+(273+200)+(159+200)+(219+200)+(159+200)+(159+200)}{6}=407(\text{mm})$$

因 $\mu_z w_0 D^2=1.0\times0.5\times0.407^2=0.083>0.015$

故　按表 16-10 得 $\mu_s = 1.4$

所以 $W_t = 1.0 \times 1.4 \times 0.5 \times 4.5 \times 0.407 = 1.28(\text{kN})$

2）管架风荷载按式（16-15）计算

$$W_z = \mu_z \mu_{s3} w_0 b$$

$$\mu_z = 1.0$$

$$\mu_{s3} = 1.3$$

所以　$W_z = 1.0 \times 1.3 \times 0.5 \times 0.4 \times 2 = 0.52(\text{kN/m})$

转化为节点风荷载为

$$W_z = 0.52 \times 4.1 = 2.13(\text{kN})$$

式中 4.1 为管架柱在地面以上的高度，m。

5. 结构特征判别

1）管道摩擦力 F_m，按式（16-5）计算，得：

$$F_m = K_j u' G_t$$
$$= 0.37 \times 0.3 \times (12+12+4+10+4+4)$$
$$= 5.1(\text{kN})$$

2）管架位移反弹力 F_f 按式（16-7）计算。得：

$$F_f = \frac{3 \times 0.85 E_c I \Delta_z K_j}{H^3} \cdot n$$

$$= \frac{3 \times 0.85 \times 3.00 \times 10^4 \times \frac{1}{12} \times 300 \times 400^3 \times 50 \times 0.37}{5100^3} \times 2$$

$$= 34141(\text{N})$$

$$F_f = 34.1\text{kN}$$

所以　　$F_m < F_f$

符合式（16-1）规定，属于刚性管架。

（五）承载力计算

荷载简图如图 16-21 所示。

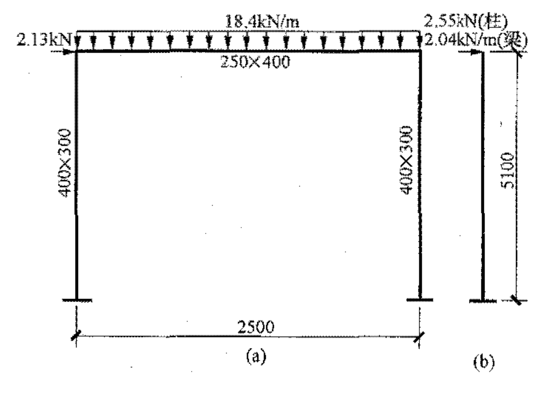


图 16-21　荷载简图

（a）平面内；（b）平面外

承载力计算可以使用 PKPM 系列软件进行分析计算。纵梁式管架宜使用 MIDAS、STAAD/Pro 等空间有限元分析软件进行整体建模、分析计算。计算过程从略。

二、柔性管架

（一）设计资料

（1）该管道支架为独立式的钢筋混凝土双层柔性管道支架，梁柱节点为刚接，柱脚为固接，管道支座为滑动钢支座。管架顶标高为 8.900m，管架柱脚底标高为-1.000m。管道支架横断面图如图 16-22 所示。

（2）管道重量标准值见表 16-25。

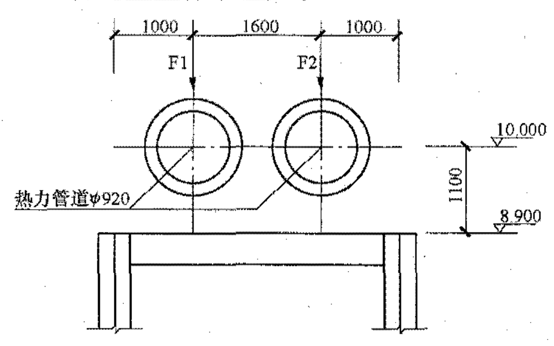


图 16-22　管道支架横断面图

表 16-25　　　管道重量标准值

编号	管道名称及规格	管道重量标准值（kN）
F1	热力管道ϕ920	45
F2	热力管道ϕ920	45

注　1．保温层厚 160mm。
2．管道支座为滑动钢支座，摩擦系数（钢与钢接触）$\mu' = 0.3$。

（3）管道跨距 L=9m。

（4）主动管。按照表 16-7 的原则，选取 F1 管为主动管，工艺提供变形值，Δ_z=24mm。

（二）管架结构材料

（1）混凝土。梁、柱、基础混凝土强度等级为 C30。

（2）钢筋。受力钢筋采用 HRB400 钢筋，箍筋采用 HPB300 钢筋。

（三）自然条件

1. 基本风压

w_0=0.5kN/m²，地面粗糙度类别为 B 类。

2. 修正后地基承载力特征值

$$f_a = 180\text{kN/m}^2$$

（四）荷载计算

1. 计算简图

计算简图如图 16-23 所示。

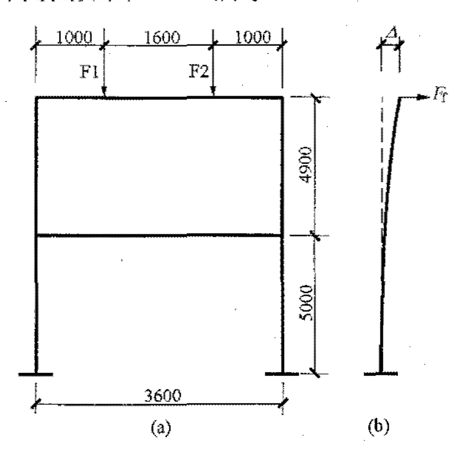


图 16-23　计算简图

（a）平面内；（b）平面外

2. 几何尺寸

（1）构件截面：

柱：b=500mm，h=300mm

梁：b=300mm，h=400mm

（2）计算高度：

1）平面外（沿管道长度方向）计算高度系数查表16-16，计算得

$$H_{0y}=1.25H_y=1.25\times9.9=12.375(\mathrm{m})$$

2）平面内（垂直管道方向）计算长度系数，查表16-16，计算得

$$H_{0x}=1.0H_x=1.0\times5.0=5.0(\mathrm{m})$$

（3）长细比：

1）平面外长细比查表16-18，计算得

$$\frac{H_{0x}}{b}=\frac{12.375}{0.5}=24.75<40$$

2）平面内长细比查表16-18，计算得

$$\frac{H_{0y}}{h}=\frac{5.0}{0.3}=16.67<40$$

柱长细比满足要求。

3. 垂直荷载计算

（1）管道荷载：管道荷载按表16-25取值。

（2）横梁自重：

$$q=25\times0.3\times0.4=3.0(\mathrm{kN/m})$$

4. 水平荷载计算

（1）柔性管架水平荷载。柔性管架水平荷载主要为管架位移反弹力，按式（16-7）计算。得：

$$F_\mathrm{f}=\frac{3\times0.85E_\mathrm{c}I\Delta_\mathrm{z}K_\mathrm{j}}{H^3}n$$

1）混凝土弹性模量 E_c，C30 混凝土，查 GB 50010—2010《混凝土设计规范》表4.1.5，得：

$$E_\mathrm{c}=3.00\times10^4\ (\mathrm{N/mm^2})$$

2）牵制系数，管架上支承1根或2根管道时，K_j=1.0。

所以

$$F_\mathrm{f}=\frac{3\times0.85E_\mathrm{c}I\Delta_\mathrm{z}K_\mathrm{j}}{H^3}n$$

$$=\frac{3\times0.85\times3.00\times10^4\times\frac{1}{12}\times300\times500^3\times24\times1.0}{9900^3}\times2$$

$$=11826(\mathrm{N})$$

（2）风荷载。

1）管道风荷载按式（16-10）计算

$$W_\mathrm{t}=\mu_\mathrm{z}\mu_\mathrm{s}w_0LD$$

查 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》表8.2.1

$$\mu_\mathrm{z}=1.0$$

$$D=920+160\times2=1240(\mathrm{mm})$$

$$\mu_\mathrm{z}w_0D^2=1.0\times0.5\times1.24^2=0.769>0.015$$

按表16-10得　　$\mu_\mathrm{s}=0.9$

所以 $W_\mathrm{t}=1.0\times0.9\times0.5\times9\times1.24=5.02(\mathrm{kN})$

2）管架风荷载按式（16-15）计算

$$W_\mathrm{z}=\mu_\mathrm{z}\mu_\mathrm{s3}w_0b$$

$$\mu_\mathrm{z}=1.0$$

$$\mu_\mathrm{s3}=1.3$$

所以 $W_\mathrm{z}=1.0\times1.3\times0.5\times0.5\times2=0.65(\mathrm{kN/m})$

转化为节点风荷载为

$$W_{\mathrm{z上}}=0.65\times4.9\times\frac{1}{2}=1.59(\mathrm{kN})$$

$$W_{\mathrm{z下}}=0.65\times\left(5+\frac{4.9}{2}\right)=4.84(\mathrm{kN})$$

式中　4.9——上层柱的高度，m；

5——下层柱在地面上的高度，m。

5. 结构特征判别

（1）管道摩擦力 F_m，按式（16-5）计算：

$$F_\mathrm{m}=K_\mathrm{j}\mu'G_\mathrm{t}=1.0\times0.3\times45\times2=27(\mathrm{kN})$$

式中　45×2——正常操作时，作用在一榀管架横梁上的管道上的总垂直荷载标准值。

（2）管架位移反弹力，$F_\mathrm{f}=11.826(\mathrm{kN})$

所以　　$F_\mathrm{m}>F_\mathrm{f}$

符合式（16-2）规定，属于柔性管架。

（五）承载力计算

荷载简图如图16-24所示。

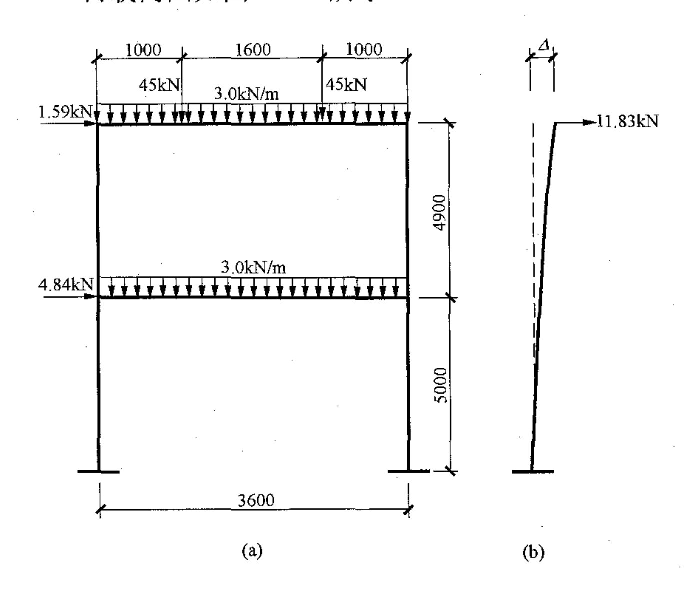


图16-24　荷载简图

（a）平面内；（b）平面外

承载力计算可以使用PKPM系列软件进行分析计算，计算过程从略。

第十七章

空冷凝汽器支撑结构

第一节　一 般 规 定

一、基本规定

空冷凝汽器支撑结构，也称空冷凝汽器支架结构，是火力发电厂直接空冷系统的重要结构。根据建筑结构破坏后果的严重程度，空冷凝汽器支撑结构安全等级应为二级。支撑结构的设计使用年限为 50 年。空冷凝汽器支撑结构中混凝土部分的耐久性设计要求可按 GB 50010《混凝土结构设计规范》执行。

一般来讲，空冷支架的风机单元数由工艺计算确定，然后根据风机单元数量及布置来设置下部的柱子。由于下部常布置有变压器、空冷配电间等辅助建筑物，还有封闭母线通过，所以常采用大柱距的结构型式。空冷凝汽器支撑结构平面宜采用规则、对称的布置形式，在两个主轴方向动力特性宜接近，力求使结构刚度中心与质量中心重合。

空冷凝汽器支撑结构的结构单元划分，300MW 以下的机组可按两台机组作为一个整体结构单元；300MW 及以上的机组，宜按一台机组一个结构单元考虑。

空冷凝汽器支撑结构平台上水平通道应相互连通；垂直交通应设置不少于两个安全出口。应按一台机设至少一部宽度不小于 800mm、楼梯梯段角度不大于 45°的通至地面的室外楼梯。由零米至空冷平台的电梯应靠近楼梯布置。

空冷凝汽器支撑结构抗震设防类别应根据 GB 50223《建筑工程抗震设防分类标准》和 GB 50260《电力设施抗震设计规范》中相关条文进行划分。对于重点设防类项目，空气冷凝器支撑结构应按乙类建筑进行设计。

常见的结构体系如图 17-1 所示。

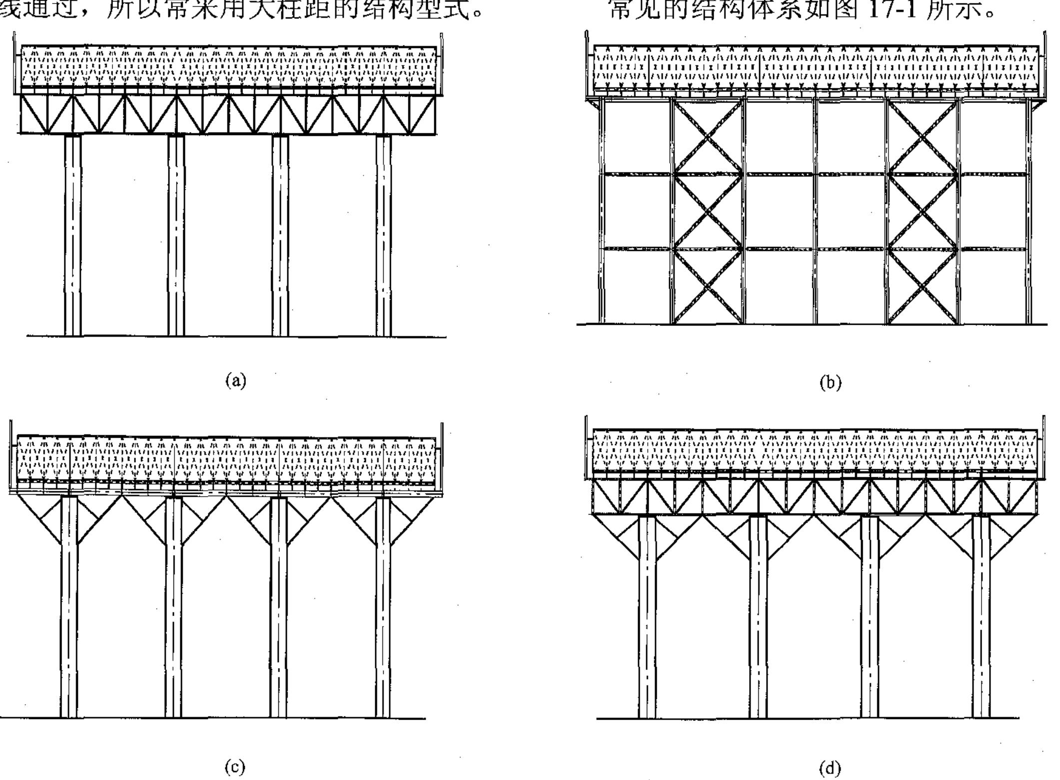


图 17-1　常见结构体系

（a）钢筋混凝土管柱+钢桁架结构体系；（b）全钢结构体系；（c）钢筋混凝土管柱+钢斜撑+钢梁结构体系；（d）钢筋混凝土管柱+钢斜撑+钢桁架结构体系

二、荷载及荷载组合

1. 永久荷载

永久荷载主要指结构和设备自重，包括主桁架、挡风墙、步道、分隔墙、风机护网、风机单元、风筒、风机桥架、换热管束、蒸汽分配管、下联箱、排汽管道、水冲洗管道、电缆桥架等自重。

2. 可变荷载

可变荷载包括风荷载、雪荷载、检修活荷载和设备活荷载等。

（1）检修活荷载包括步道活荷载、风机单元活荷载、风机护网活荷载、风机桥架活荷载、人孔及蝶阀检修平台活荷载、检修单轨吊车和清洗装置活荷载等。

其中步道活荷载可取 $3.50kN/m^2$（检修及安装时）和 $2.0kN/m^2$（正常运行时），风机单元活荷载可取 $2.0kN/m^2$，风机护网活荷载可取 $1.0kN/m^2$，风机桥架活荷载可取 $2.5kN/m^2$，人孔及蝶阀检修平台活荷载可取 $2.0kN/m^2$。

（2）设备活荷载包括管束和下联箱的活荷载、蒸汽分配管接口附加活荷载、排汽管道吊点活荷载等。

（3）雪荷载按照 GB 50009《建筑结构荷载规范》选取。

（4）主体结构风荷载作用计算时，风荷载包括挡风墙风荷载、A 型支架风荷载、风筒风荷载、钢平台风荷载、换热管束风荷载、蒸汽分配管风荷载、排汽管道传递的风荷载、支撑柱风荷载等。风压高度变化系数和风振系数可按 GB 50009 选取。

3. 地震作用

地震作用分为结构自身地震作用和工艺专业提供的设备地震作用。地震作用计算时宜考虑水平和竖向地震的耦合作用。

4. 温度作用

均匀温度作用标准值可按 GB 50009 规定取值。温度作用的组合值系数、频遇值系数和准永久系数可分别取 0.6、0.5 和 0.4。

5. 荷载组合

荷载组合按照 GB 50009 和 DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》执行。可变荷载组合值系数除风荷载和温度作用取 0.6、设备管道取 1.0 外，其他情况取 0.7。

以下所示为荷载及其效应表示方式说明范例：

S_G：永久荷载产生的效应。

S_{Q1}：检修活荷载产生的效应。

S_{Q2}：设备管道活荷载产生的效应。

S_S：雪荷载产生的效应。

$S_{W(+x)}$：$+x$ 向风荷载产生的效应。

$S_{W(-x)}$：$-x$ 向风荷载产生的效应。

$S_{W(+z)}$：$+z$ 向风荷载产生的效应。

$S_{W(-z)}$：$-z$ 向风荷载产生的效应。

S_{Ex}：结构自身 x 向地震作用产生的效应。

S_{Ey}：结构自身 y 向地震作用产生的效应。

S_{Ez}：结构自身 z 向地震作用产生的效应。

S_{Ex1}：管道设备 x 向地震作用（由工艺专业提供）产生的效应。

S_{Ey1}：管道设备 y 向地震作用（由工艺专业提供）产生的效应。

S_{Ez1}：管道设备 z 向地震作用（由工艺专业提供）产生的效应。

S_T：钢构件温度作用产生的效应。

以下为空冷钢平台设计计算中常用的荷载效应组合工况，可供设计计算参考用。

（1）荷载标准组合效应计算。

$1.0S_G+1.0S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.7S_S\pm1.0S_T$

$1.0S_G+1.0S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.7S_S+0.6S_{W(+x)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+1.0S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.7S_S+0.6S_{W(-x)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+1.0S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.7S_S+0.6S_{W(+z)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+1.0S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.7S_S+0.6S_{W(-z)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.7S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.7S_S+1.0S_{W(+x)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.7S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.7S_S+1.0S_{W(-x)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.7S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.7S_S+1.0S_{W(+z)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.7S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.7S_S+1.0S_{W(-z)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.5S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.5S_S+1.0S_{Ex}\pm1.0S_{Ex1}+0.5S_{Ey}\pm0.5S_{Ey1}+0.2S_{W(+x)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.5S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.5S_S+1.0S_{Ez}\pm1.0S_{Ez1}+0.5S_{Ey}\pm0.5S_{Ey1}+0.2S_{W(+z)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.5S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.5S_S-1.0S_{Ex}\pm1.0S_{Ex1}+0.5S_{Ey}\pm0.5S_{Ey1}+0.2S_{W(-x)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.5S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.5S_S-1.0S_{Ez}\pm1.0S_{Ez1}+0.5S_{Ey}\pm0.5S_{Ey1}+0.2S_{W(-z)}\pm1.0S_T$

式中 S_{***}为“***”荷载种类所对应的效应。

（2）荷载基本组合效应计算。

$1.2S_G+1.4S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S\pm1.0S_T$

$1.2S_G+1.4S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+0.84S_{W(+x)}\pm1.0S_T$

$1.2S_G+1.4S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+0.84S_{W(-x)}\pm1.0S_T$

$1.2S_G+1.4S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+0.84S_{W(+z)}\pm1.0S_T$

$1.2S_G+1.4S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+0.84S_{W(-z)}\pm1.0S_T$

$1.2S_G+0.98S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+1.4S_{W(+x)}\pm1.0S_T$

$1.2S_G+0.98S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+1.4S_{W(-x)}\pm1.0S_T$

$1.2S_G+0.98S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+1.4S_{W(+z)}\pm1.0S_T$

$1.2S_G+0.98S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+1.4S_{W(-z)}\pm1.0S_T$

$1.2S_G+0.6S_{Q1}+1.2S_{Q2}+0.6S_S+1.3S_{Ex}\pm1.3S_{Ex1}+0.5S_{Ey}\pm0.5S_{Ey1}+0.28S_{W(+x)}\pm1.0S_T$

$1.2S_G+0.6S_{Q1}+1.2S_{Q2}+0.6S_S+1.3S_{Ez}\pm1.3S_{Ez1}+0.5S_{Ey}\pm0.5S_{Ey1}$

$+0.28S_{W(+z)}\pm1.0S_T$

$1.2S_G+0.6S_{Q1}+1.2S_{Q2}+0.6S_S-1.3S_{Ex}\pm1.3S_{Ex1}+0.5S_{Ey}\pm0.5S_{Ey1}+0.28S_{W(-x)}\pm1.0S_T$

$1.2S_G+0.6S_{Q1}+1.2S_{Q2}+0.6S_S-1.3S_{Ez}\pm1.3S_{Ez1}+0.5S_{Ey}\pm0.5S_{Ey1}+0.28S_{W(-z)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+1.4S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S\pm1.0S_T$

$1.0S_G+1.4S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+0.84S_{W(+x)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+1.4S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+0.84S_{W(-x)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+1.4S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+0.84S_{W(+z)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+1.4S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+0.84S_{W(-z)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.98S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+1.4S_{W(+x)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.98S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+1.4S_{W(-x)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.98S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+1.4S_{W(+z)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.98S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+1.4S_{W(-z)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.5S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.5S_S+1.3S_{Ex}\pm1.3S_{Ex1}+0.5S_{Ey}\pm0.5S_{Ey1}+0.28S_{W(+x)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.5S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.5S_S+1.3S_{Ez}\pm1.3S_{Ez1}+0.5S_{Ey}\pm0.5S_{Ey1}+0.28S_{W(+z)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.5S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.5S_S-1.3S_{Ex}\pm1.3S_{Ex1}+0.5S_{Ey}\pm0.5S_{Ey1}+0.28S_{W(-x)}\pm1.0S_T$

$1.0S_G+0.5S_{Q1}+1.0S_{Q2}+0.5S_S-1.3S_{Ez}\pm1.3S_{Ez1}+0.5S_{Ey}\pm0.5S_{Ey1}+0.28S_{W(-z)}\pm1.0S_T$

$1.35S_G+0.98S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S\pm1.0S_T$

$1.35S_G+0.98S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+0.84S_{W(+x)}\pm1.0S_T$

$1.35S_G+0.98S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+0.84S_{W(-x)}\pm1.0S_T$

$1.35S_G+0.98S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+0.84S_{W(+z)}\pm1.0S_T$

$1.35S_G+0.98S_{Q1}+1.3S_{Q2}+0.98S_S+0.84S_{W(-z)}\pm1.0S_T$

式中 S_{***}为“***”荷载种类所对应的荷载效应。

第二节　结构选型与布置

一、结构选型原则

1. 结构体系

空冷凝汽器支撑结构体系选择时宜根据抗震设防烈度、工程地质、机组容量大小、平台跨度、平台高度、工艺布置等按下列原则确定：

（1）单机容量小于 300MW，且平台高度小于 35m 时，可采用钢结构体系或混凝土框架结构体系。

（2）单机容量不小于 300MW 时，宜采用钢筋混凝土管柱+钢桁架结构体系或钢筋混凝土管柱+钢斜撑+钢梁结构体系。

（3）大容量机组且处于高烈度区时（8 度及以上），宜采用钢筋混凝土管柱+钢斜撑+钢桁架结构体系。

（4）当地处 9 度抗震设防区时，结构体系应进行专门研究。

传统的最初的结构体系均为钢筋混凝土管柱+钢桁架结构体系，随着直接空冷在高烈度地震区的应用越来越多，国内有关单位对直接空冷结构体系进行了攻关研究，研究的内容包括结构体系的有限元分析、大直径钢筋混凝土薄壁管柱的拟静力试验研究、结构体系的抗震性能研究和空间钢桁架节点试验研究等。研究表明传统结构体系的柱顶节点部位是抗震关键部位，结构只有一道抗震防线，钢筋混凝土管柱的轴压比要严格限制。宁夏灵武二期世界首台百万千瓦直接空冷机组地处 8 度抗震设防区，为提高结构抗震性能，工程项目最终采用钢筋混凝土管柱+钢斜撑+钢桁架结构体系，并进行了包含设备管道的振动台试验研究，研究表明，设置钢斜撑后，管柱的受力得到明显改观，结构可以满足 8 度区抗震设防要求。

2. 材料

空冷凝汽器支撑结构材料要求：

（1）钢结构选材应考虑结构的重要性、荷载特征、结构型式、应力状态、连接构造、钢材厚度和工作环境等因素综合考虑，空冷凝汽器支撑结构钢平台及风机桥架的钢材牌号宜按照表 17-1 选用。

（2）主体结构混凝土强度等级不应低于 C30，纵向受力钢筋应采用 HRB400E、HRB500E 钢筋。

（3）其他可参考主厂房结构材料选择要求执行。

表 17-1　钢材选材要求

钢号	焊接结构		
	>0℃	>-20℃且≤0℃	≤-20℃
Q235 Q345	B	C	D
钢号	非焊接结构		
	>0℃	>-20℃且≤0℃	≤-20℃
Q235 Q345	B	B	C

二、结构布置原则

空冷平台柱网为大柱网布置时，一般采用钢筋混凝土管柱作为支承和抗侧力构件，且为唯一的抗侧力构件；小柱网布置时可采用钢框架+支撑结构作为支承和抗侧力构件。

大柱网上部空冷平台一般采用钢桁架平台，低烈度区的小柱网的上部空冷钢平台也可采用支撑+钢梁体系以节约用钢量，高烈度的平台结构可采用桁架+支撑的结构体系。钢平台的上下弦均应布置水平支撑。

当支撑散热器的 A 型架刚度较大时，A 型架与结构下部的钢桁架有明显的共同工作表现。所以当设备需要 A 型架时，宜将 A 型架建入计算模型中。

当支撑结构下部为混凝土结构时，如需要设置防震缝应符合规定：①支撑结构的防震缝宽度，当高度不超过15m时不应小于100mm；②高度超过15m时，抗震设防烈度为6度、7度、8度和9度时，每增加高度5m、4m、3m和2m，分别宜加宽20mm；③不宜小于150mm。

当支撑结构下部为钢结构时，如需要设置防震缝，缝宽应不小于相应钢筋混凝土结构的1.5倍。

三、典型空冷平台结构布置方案

1. 典型300MW级直接空冷结构布置方案

300MW级直接空冷平台高度一般为35m，下部采用钢筋混凝土管柱，管柱直径3400mm，壁厚400mm。平台轮廓尺寸74.4m×66.52m，钢桁架高度6.5m。

如图17-2所示为典型300MW级直接空冷结构布置图。

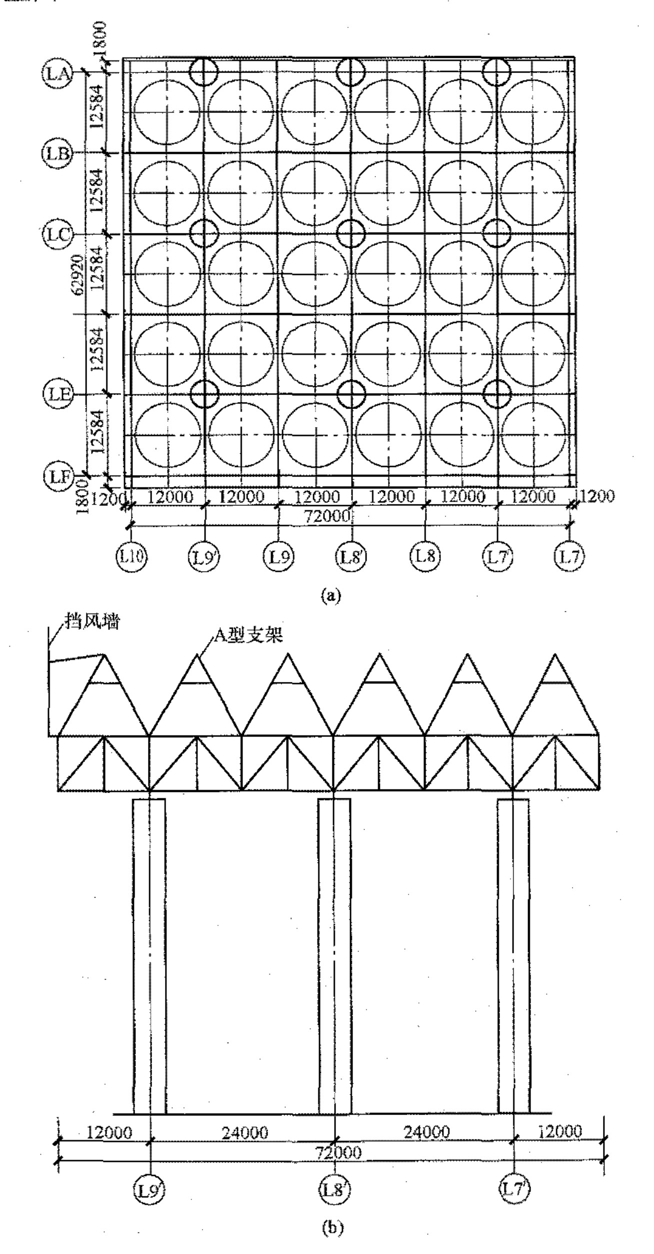


图17-2　典型300MW级直接空冷结构布置图

（a）平面布置图；（b）立面布置图

2. 典型600MW级直接空冷结构布置方案

600MW级直接空冷平台高度一般为45m，下部采用钢筋混凝土管柱，管柱直径4000mm，壁厚400mm。平台轮廓尺寸93.2m×92.92m，钢桁架高度6.5m。

图17-3所示为典型600MW级直接空冷结构布置图。

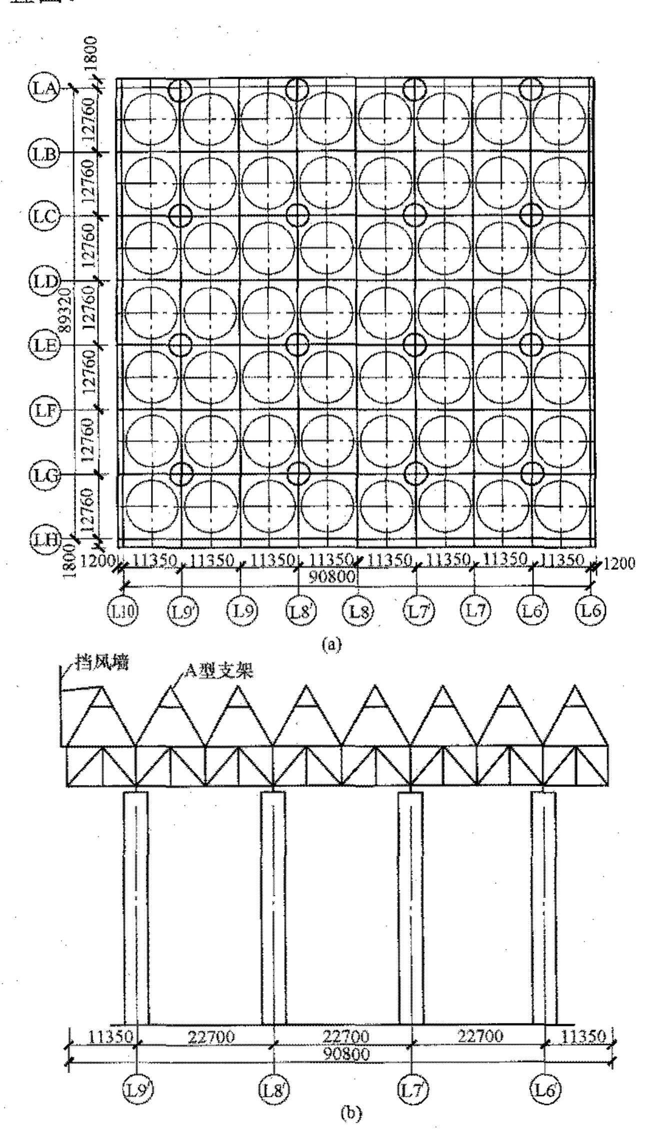


图17-3　典型600MW级直接空冷结构布置图

（a）平面布置图；（b）立面布置图

3. 典型1000MW级直接空冷结构布置方案

世界首台1000MW级直接空冷由西北电力设计院有限公司完成，由于项目地处8度抗震设防区，就采用了与常规方案不同的结构方案，即钢筋混凝土管柱+钢斜撑+钢桁架结构体系。平台高度为50m，下部采用钢筋混凝土管柱，管柱直径4000mm，壁厚400mm。平台轮廓尺寸115.4m×95.6m，钢桁架高度5m。

图17-4所示为典型1000MW级直接空冷结构布置图。

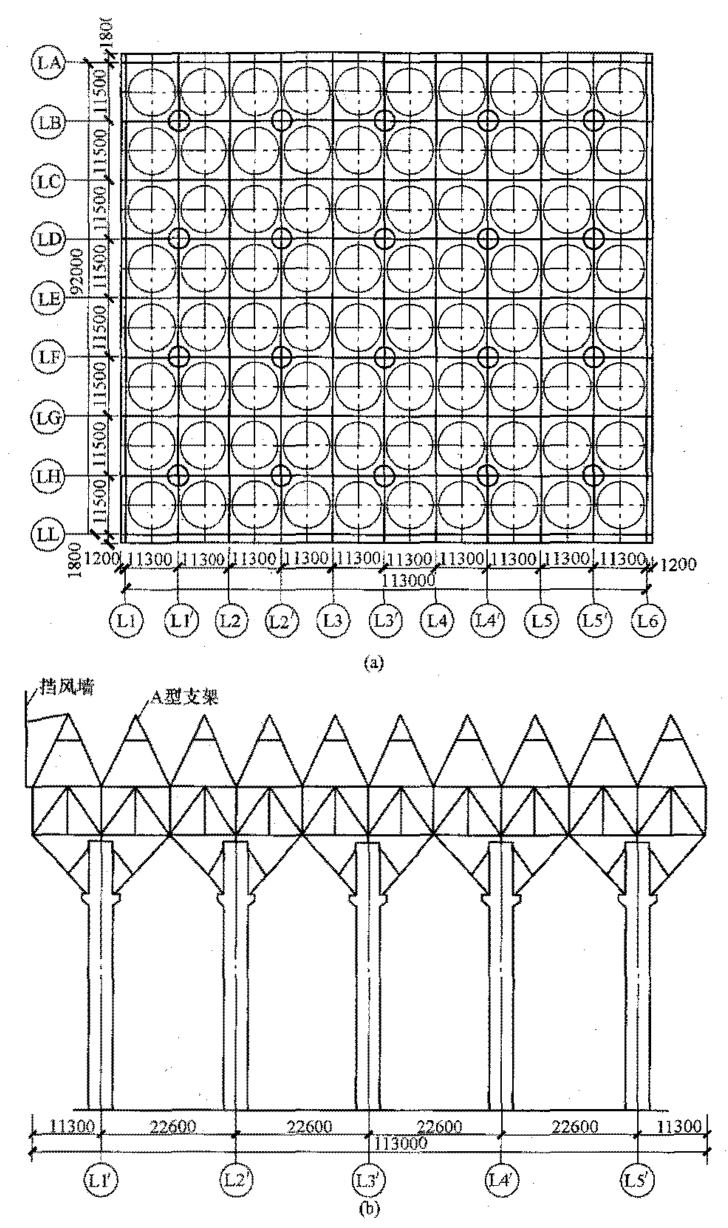


图 17-4 典型 1000MW 级直接空冷结构布置图

（a）平面布置图；（b）立面布置图

第三节 计 算 分 析

一、结构计算分析原则

空冷凝汽器支撑结构应根据抗震设防烈度、结构类型和结构高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。重点设防类空冷凝汽器支撑结构的抗震等级应按表 17-2 确定。

表 17-2 空冷凝汽器支撑结构抗震等级

结构类型	设防烈度		
	6	7	8
混凝土框架结构体系	三	二	一
钢结构体系	四	三	二
钢筋混凝土管柱+钢桁架体系	二	一	一
钢筋混凝土管柱+钢斜撑+钢梁体系	二	一	
钢筋混凝土管柱+钢斜撑+钢桁架体系		一	一

当建筑场地为Ⅲ、Ⅳ类时，对设计基本地震加速度 $0.15g$ 和 $0.3g$ 的地区，空冷凝汽器支撑结构宜分别按 8 度（$0.2g$）和 9 度（$0.4g$）采取抗震构造措施。

空冷凝汽器支撑结构的计算模型和基本假定宜符合下列要求：

（1）空冷凝汽器支撑结构应进行整体计算，计算模型应包含下部支撑结构、钢平台等。有条件时，宜包括上部 A 型支架结构。风机桥架、挡风墙、排汽管

道支撑结构、楼梯及电梯结构等可单独建模计算。

（2）空冷凝汽器支撑结构的计算模型和基本假定应尽量与构件连接的实际性能相符合。

挡风墙立柱下部铰接于钢平台上，上部通过钢拉杆连接于排汽管道或A型架上。挡风墙计算时应建立整体模型进行分析，两台机连接部位处无法设置钢拉杆时宜设置格构柱。立柱计算长度应按照其高度及实际约束情况考虑。

二、结构整体分析

空冷凝汽器支撑结构的计算应符合下列各项要求：

（1）对初次采用的新型结构体系，应采用不少于两个合适的不同力学模型进行分析，可采用STAAD、SAP2000和MIDAS等进行计算分析，并应进行弹塑性分析确定其大震作用下的抗震性能。

（2）有条件时，宜采用包含主要设备及管道的联合计算模型进行分析。

（3）地震作用采用振型分解反应谱法进行计算。空冷凝汽器支撑结构采用纯混凝土结构体系时阻尼比可取0.05，钢筋混凝土管柱+钢桁架结构体系可取0.035。

三、构件设计

（一）钢桁架

1. 桁架高度

桁架高度的选取建议按照跨度（跨度指两柱之间的中心距离 L）的 $L/2.5$～$L/4.0$ 选取，L 值一般为22m左右。目前对于大跨度空冷平台常采用的桁架高度有6.0、6.5、7.0m等，但应根据柱跨及工艺布置确定。

2. 桁架节点连接方式

平台为钢桁架结构时，竖腹杆与上、下弦采用刚接连接，斜腹杆与上、下弦采用刚接或铰接连接（目前多采用铰接连接）；平台为钢梁结构型式时，梁与混凝土柱头短柱采用刚接连接，其他节点梁与梁间采用刚接或铰接连接。

3. 平台与混凝土柱头节点连接方式

平台与混凝土柱头节点连接方式建议按照不同抗震设防烈度选取。目前常用的连接型式有铰接连接和刚接连接两种，可根据工程条件参考表17-3进行选取。

表17-3　平台与混凝土柱节点连接方式选取

设防烈度	跨数	连接方式
6度	单跨	刚接连接
	多跨	铰接或刚接
7度	宜采用多跨	宜采用刚接
8度及以上	多跨	刚接

4. 内力取值

钢平台计算可采用STAAD、SAP2000等程序计算。平台的计算分析及构件设计都在计算软件中完成，但在后处理构件验算时应人为调整计算参数。

计算结构或构件的强度、稳定性及其连接的强度时，应采用荷载设计值（荷载标准值乘以荷载分项系数）；计算结构或构件变形时，应采用荷载标准值。

5. 构件设计

钢结构构件设计方法见GB 50017《钢结构设计规范》。

（二）钢筋混凝土管柱

混凝土构件计算应符合下列各项要求：

（1）钢筋混凝土管柱一般采用双排配筋，与混凝土结构设计规范中所涉及的管柱不同，其壁径比一般小于常规的钢筋混凝土管柱。为此西北电力设计院有限公司进行了小壁径比钢筋混凝土管柱的拟静力抗震性能试验，在现有规范的基础上对计算公式进行了修改。

空冷平台钢筋混凝土管柱可按照式（17-1）～式（17-4）进行计算。在满足本章规定的构造要求的前提下，可不进行抗剪验算。

$$N \leqslant \alpha\alpha_t f_c A + (\alpha - \alpha_t) f_y (A_{s1} + A_{s2}) \tag{17-1}$$

$$N\eta e_i \leqslant \alpha_1 f_c A (r_1 + r_2) \frac{\sin \pi\alpha}{2\pi} + f_y (A_{s1} r_{s1} + A_{s2} r_{s2}) \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_t}{\pi} \tag{17-2}$$

$$e_i = e_0 + e_a \tag{17-3}$$

$$\alpha_t = 1 - 1.5\alpha \tag{17-4}$$

式中　N——承载力设计值，N；

A——环形截面面积，mm^2；

A_{s1}，A_{s2}——内、外侧纵向普通钢筋的截面面积，应按照受力大小预先假定，mm^2；

r_1，r_2——环形截面的内、外半径，mm；

r_{s1}，r_{s2}——内外侧纵向普通钢筋重心所在的圆周的半径，mm；

e_0——轴向压力对截面重心的偏心距，mm；

f_y——普通钢筋的抗拉强度设计值，N/mm^2；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值，N/mm^2；

η——偏心受压构件考虑二阶弯矩影响的轴向压力偏心距增大系数，按GB 50010《混凝土结构设计规范》的规定计算；

e_a——附加偏心距，其值应取20mm和偏心方向截面最大尺寸的1/30两者中的较大值；

α——受压区混凝土截面面积与全截面面积的比值；

α_t——纵向受拉钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值，当 $\alpha > 2/3$ 时，取 $\alpha_t = 0$。

（2）混凝土管柱的计算长度可取1.75H，H 为柱净高。

（三）风机桥架

（1）某项目风机桥架施工图见图17-5。

（2）计算模型。计算可采用通用有限元软件ANSYS，

梁单元采用 Beam188 和 Beam44，其中 Beam44 模拟下弦平面腹杆和铰接腹杆，其余两端刚接的杆件用 Beam188 模拟。集中质量采用 Mass21 质量单元模拟。

实际结构中，电机、风机等通过钢板与桥架连接，有限元模拟时，在桥架中间位置建立节点用于加载，并在同样位置生成质量单元模拟电机及风机的质量，然后通过约束方程将该节点与支承风机钢梁的跨中节点形成刚性区来模拟电机与桥架的刚性连接。风机上铺设钢格栅，其质量通过 Mass21 加在桥架的下弦的横向腹杆上。

（3）分析要求。风机桥架应进行动力分析和静力分析。静力分析时动力设备的动力放大系数可取 1.5。动力分析时应将真实作用的扰力施加于风机桥架上，采用有限元分析技术进行谐响应分析。结构的振动线位移不宜超过 0.2mm。

（四）节点设计

混凝土柱顶与钢桁架平台连接节点可按钢结构柱脚进行设计计算。

平台与混凝土柱头节点连接方式目前常用的有铰接连接和刚接连接两种，图 17-6、图 17-7 分别为常用的铰接连接和刚接连接，供设计参考用。此处“铰接”指锚栓按构造设置，节点域较小，并非严格意义上的铰接；“刚接”指锚栓按受力计算且设置较多，节点域较大。

钢平台的竖腹杆一般与上、下弦杆采用刚接连接，斜腹杆与上、下弦采用刚接或铰接连接，目前多采用铰接连接。图 17-8、图 17-9 分别为常用的铰接连接和刚接连接，供设计参考用。

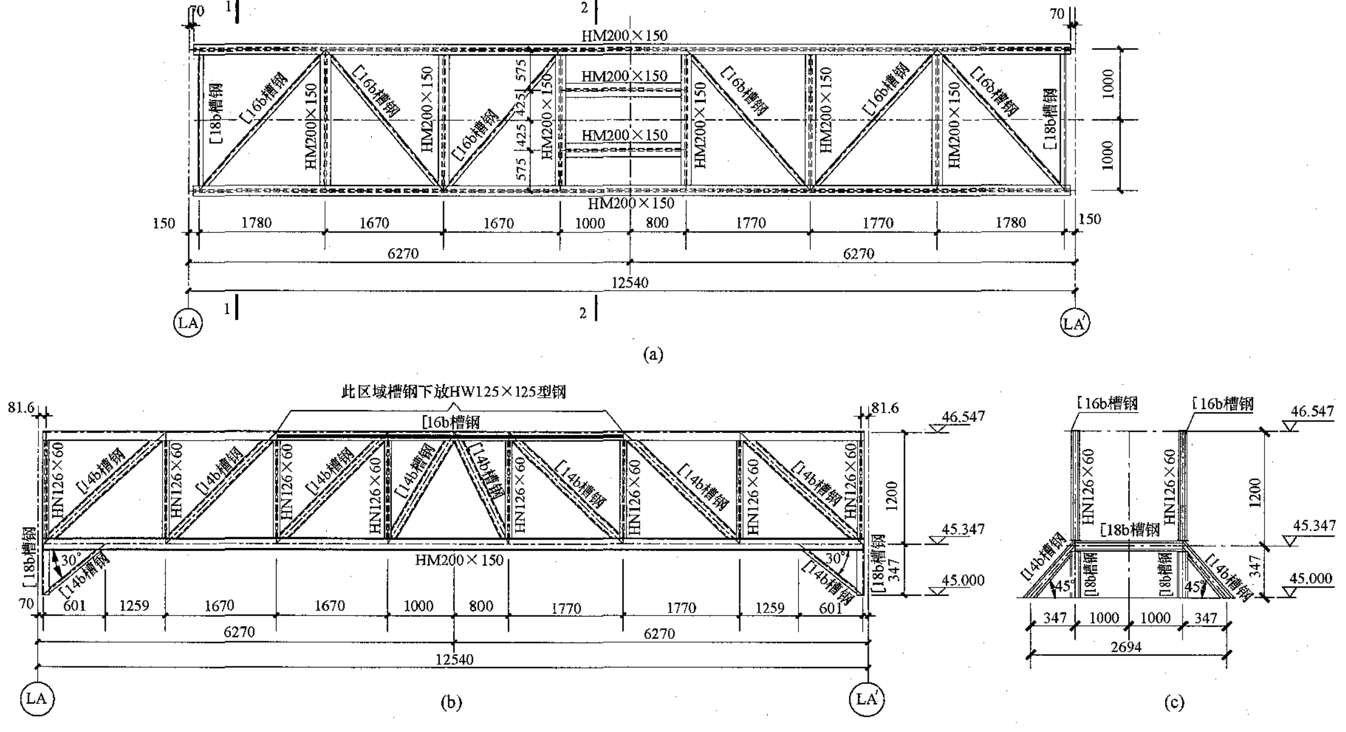


图 17-5　某风机桥架施工图

（a）桥架底面布置图；（b）桥架立面图；（c）桥架剖面图

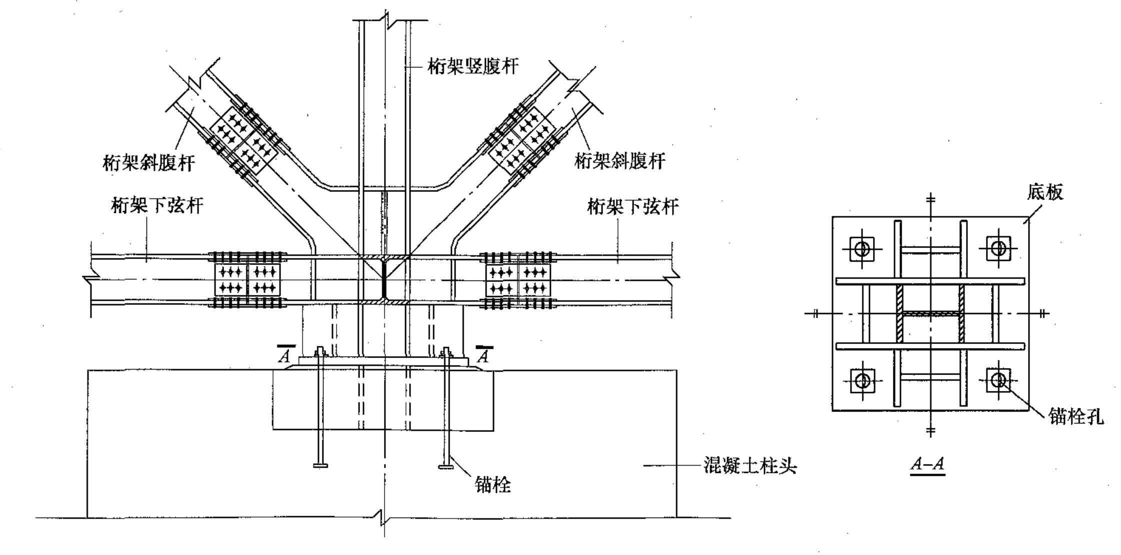


图 17-6　钢平台与混凝土柱头铰接连接

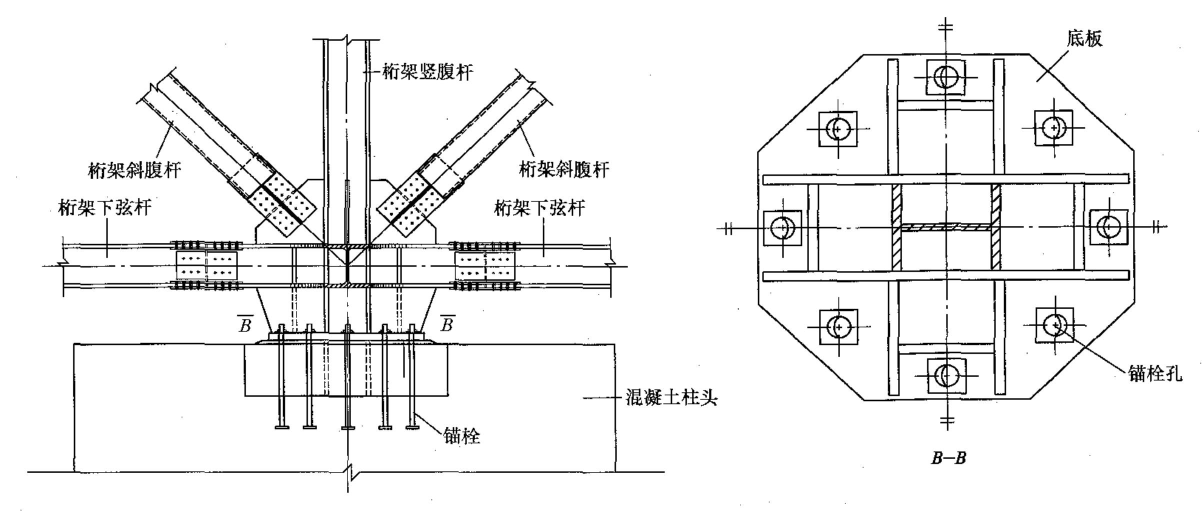


图 17-7　钢平台与混凝土柱头刚接连接

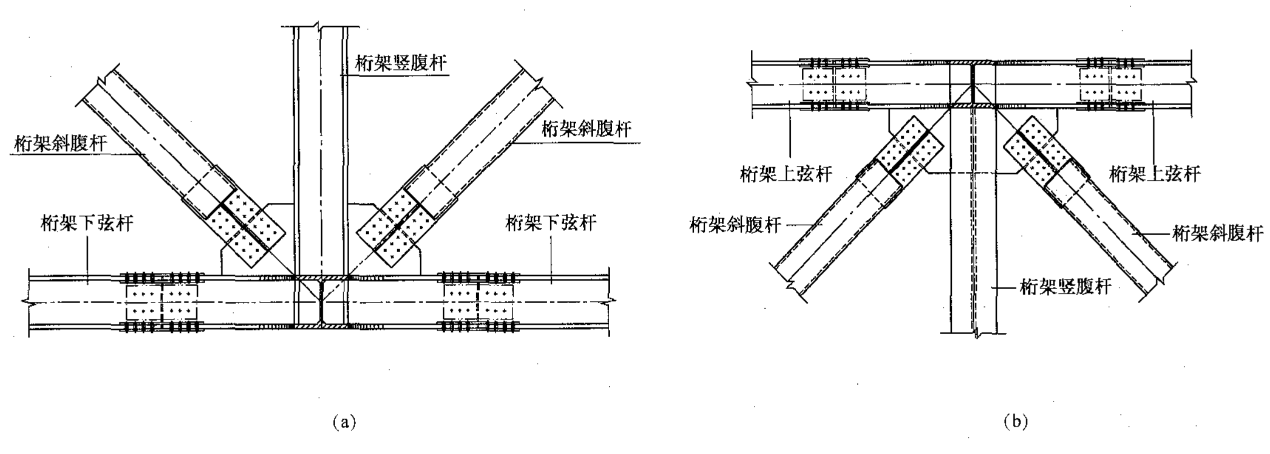


图 17-8　钢平台斜腹杆与上下弦杆铰接连接

（a）钢平台下弦节点；（b）钢平台上弦节点

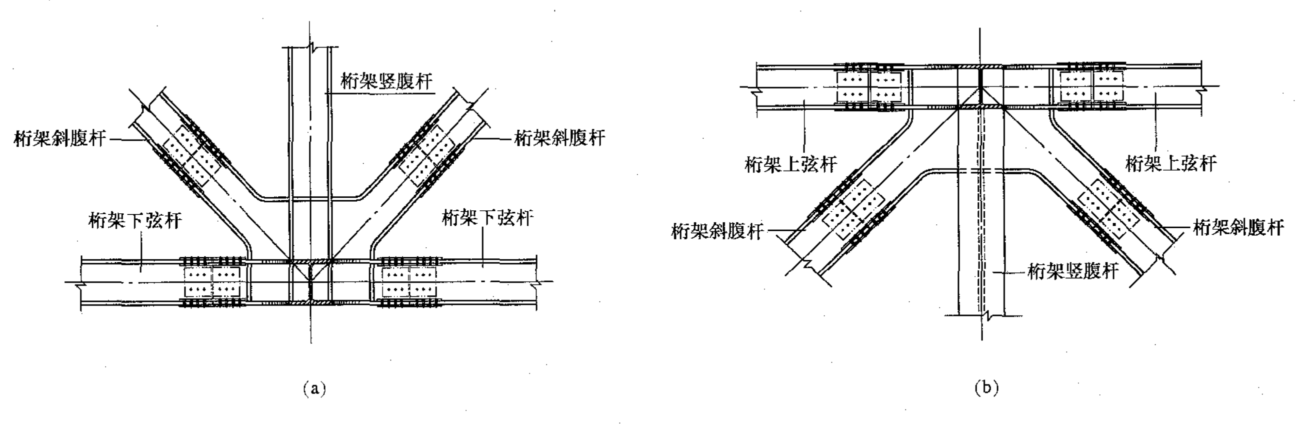


图 17-9　平台斜腹杆与上下弦杆刚接连接

（a）钢平台下弦节点；（b）钢平台上弦节点

第四节　构 造 要 求

一、基本构造要求

1. 裂缝控制

（1）当支撑结构下部为混凝土框架结构时，结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度的限值应根据结构类型和环境类别按 GB 50010《混凝土结构设计规范》执行。

（2）当支撑结构下部为大跨度（跨越两个冷却单元）钢筋混凝土管柱结构时，混凝土管柱裂缝宜按三级控制。

2. 结构、构件的变形值规定

（1）在风荷载标准值作用下，框架柱顶和大跨度结构的钢筋混凝土管柱顶水平位移容许值为 $H/500$，H 为自基础顶面至柱顶的总高度。

（2）多遇地震标准值作用下，框架柱顶和大跨度

结构的钢筋混凝土管柱顶水平位移容许值为 $H/550$，H 为自基础顶面至柱顶的总高度。

（3）平台主梁、桁架、平台板及其他构件的挠度不宜超过表 17-4 的容许值。

表 17-4　　受弯构件的挠度容许值

项次	构件类别	挠度容许值	
		$[v_T]$	$[v_Q]$
1	平台梁、桁架	$L/400$	
2	挡风墙横梁（不考虑阵风系数）		$L/200$
3	其他梁	$L/250$	$L/300$
4	挡风墙立柱（不考虑阵风系数）		$L/300$
5	平台板	$L/150$	

注　1. L 为受弯构件的跨度（对悬臂梁和伸臂梁为悬伸长度的 2 倍）；

2. $[v_T]$ 为永久和可变荷载标准值产生的挠度（如有起拱应减去拱度）的容许值；$[v_Q]$ 为可变荷载标准值产生的挠度的容许值。

3. 其他要求

混凝土管柱柱身实心段部分为大体积混凝土，应采取添加混凝土外加剂或其他可靠施工措施保证混凝土不会开裂。空冷柱身应设置沉降观测标。对软土地基采用钢筋混凝土管柱时，宜在各管柱的四个方向设置。

平台钢构件为满足设备安装平整度的要求可进行预先起拱，起拱大小一般不小于恒荷载标准值加 1/2 活荷载标准值所产生的挠度值，图 17-10 所示为某工程起拱示意图。起拱应综合考虑焊接变形及安装等因素的影响，制定合理的起拱方案。钢桁架弦杆应保持贯通，腹杆与弦杆连接节点在柱顶处宜采用刚接连接方式。桁架上下弦与竖腹杆宜采用全剖口等强焊接连接，与斜腹杆采用高强度螺栓连接。

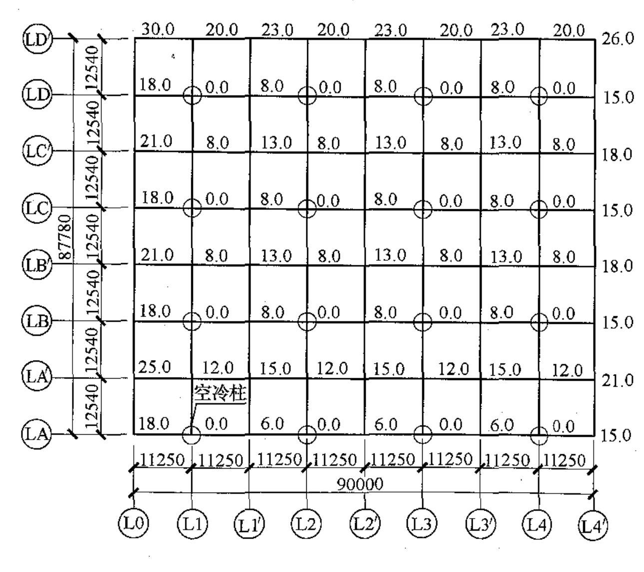


图 17-10　起拱示意图

钢筋混凝土管柱与钢桁架连接节点，应具有足够的刚度和强度，在荷载作用下不应先于杆件和其他节点破坏，也不得产生不可忽略的变形。支座节点构造应传力可靠、连接简单、并符合计算假定。钢结构柱脚构造做法应符合 GB 50017《钢结构设计规范》的要求。柱身有斜撑支承钢平台时，在低烈度区斜撑与柱连接可采用插入式节点，在高烈度区宜采用明牛腿连接方式。

钢构件在运输和堆放过程中，不得引起构件的永久变形，以免发生安装困难，堆放场地应平整、干燥、坚硬，不得将有积水或易于积水的区域作为堆放场地。H 型钢应立放（腹板垂直地面），不得横放。每个构件的支点不得少于两个，支点的位置宜在 1/7 跨度左右。如采用叠放，叠放层数不得超过三层，层间支点应上下对齐。大平台钢结构现场安装时应先用普通螺栓临时固定，待调整就位后再用高强度螺栓代替普通螺栓进行拧紧固定。

施工过程中应考虑环境温度、湿度对钢结构加工和安装精度的影响。钢结构在出厂前须进行一个柱距内单元组装，确保所有外形尺寸、螺栓孔距、杆件弯曲度等全部正确无误，螺栓穿孔率达到 100%。

空冷钢结构宜采用防腐设计使用年限不低于 15 年的重防腐涂装体系；防腐措施宜采用防腐蚀涂料涂层保护或金属涂层保护，宜采用冷喷锌或防腐年限长的涂料涂层。钢材表面的除锈等级，应符合现行国家标准 GB/T 8923《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》的规定；连接处的缝隙，应嵌刮耐蚀密封膏。

二、抗震构造要求

柱顶节点钢连接件地震作用效应应乘以放大系数 2.0，连接计算时，地震作用效应在增大系数 2 的基础上再乘以放大系数 1.2。

300MW 及以上机组两台机之间应设置伸缩缝，并可与抗震缝合并。

混凝土柱轴压比不应超过表 17-5 的规定。

表 17-5　　柱 轴 压 比 限 值

结构类型	抗震等级			
	一	二	三	四
混凝土框架结构柱	0.65	0.75	0.85	0.90
大跨度结构的钢筋混凝土管柱	0.35	0.4	0.5	—

1. 混凝土构件抗震构造措施

（1）当空冷凝汽器支撑结构下部为混凝土框架结

构时，构件的抗震构造措施可按 GB 50011《建筑抗震设计规范》执行。

（2）当空冷凝汽器支撑结构下部为大跨度钢筋混凝土管柱结构时，构件的抗震构造措施宜符合下列规定：

1）混凝土管柱壁径比宜采用 1/8～1/12。

2）混凝土管柱顶部实心体高度应根据冲切验算、局压验算、锚栓锚固等因素确定，一般不宜小于 1.5m。

3）设防烈度为 8 度时，混凝土管柱内侧宜设置加强环。

4）混凝土管柱的纵向钢筋配置应符合下列各项要求：

a．柱纵向钢筋应对称配置，柱壁应采用内外侧双面配筋，内外侧纵向钢筋间应设置拉筋；

b．柱纵向钢筋的最小配筋率应按表 17-6 采用，总配筋率不应大于 5%。

表 17-6　柱截面纵向钢筋的最小配筋率

配筋方式		最小配筋率（%）
纵向钢筋	外侧	0.30
	内侧	0.25
环向箍筋	外侧	0.20
	内侧	0.20

5）混凝土管柱的箍筋加密范围，柱底宜取柱净高（柱顶实心部分除外）的 1/2，柱顶宜取柱净高的 1/6，角柱应全高范围加密。

6）混凝土管柱加密区的箍筋最大间距和最小直径应符合表 17-7 的要求。

表 17-7　管柱加密区箍筋最大间距和最小直径　（mm）

抗震等级	箍筋最大间距（采用较小值）	箍筋最小直径
一	$6d$，100	12
二	$8d$，100	10
三	$8d$，150（柱底 100）	10
四	$8d$，150（柱底 100）	10

注　d 为柱纵筋最小直径。

2. 钢结构构件抗震构造措施

（1）全钢结构体系的钢构件抗震构造措施可按 GB 50011《建筑抗震设计规范》执行。

（2）平台钢桁架弦杆长细比不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$，腹杆长细比不应大于 $150\sqrt{235/f_{ay}}$。

（3）采用钢斜撑体系中的钢斜撑，其长细比不应大于 $80\sqrt{235/f_{ay}}$。

第五节　计 算 算 例

一、工程概况

某项目一期 2×600MW 级机组工程，规划容量为 2×600MW+4×1000MW 机组，一期工程拟建设 2×600MW 级国产燃煤超临界空冷发电机组，空冷凝汽器采用机械通风直接空冷凝汽器（ACC）系统。

（1）风荷载：离地面 10m 高，50 年一遇，10min 平均最大风速为 28.3m/s，基本风压为 0.50kN/m^2（50 年一遇），地面粗糙类别为 B 类。

（2）雪荷载：基本雪压为 0.25 kN/m^2。

（3）抗震设防烈度：本场地地震基本烈度为 6 度，地面峰值加速度均值、反应谱特征周期分别为：50 年超越概率 63%的是 0.017g、0.33s；50 年超越概率 10%的是 0.038g、0.41s；50 年超越概率 2%的是 0.064g、0.50s。

二、结构布置

空冷平台由两台机组对称布置组成，每台机组风机数量为 56 台，平台三边悬挑。空冷钢平台为空间钢桁架结构，支承在 16 根钢筋混凝土空心薄壁管柱上。两台机平台四周悬挑 1.2～1.8m 宽的走道，走道外侧为挡风墙，防止热空气回流，两台机之间留有 1.5m 的间隙，满足抗震要求。平台上部为 A 型架、用于支撑冷却管束及蒸汽分配管。平台每个风机单元上布置风机桥架，用于支撑风机系统。空冷平台结构平立面布置如图 17-11～图 17-13 所示。

1. 钢筋混凝土空心薄壁管柱

每台机组空冷平台支承在 16 根钢筋混凝土空心薄壁管柱上，混凝土管柱的截面尺寸为 4000mm×400mm，柱的混凝土强度等级为 C40。

2. 空冷钢平台

钢平台为空间桁架结构，平台顶标高为 45m。由于桁架结构跨度大，上部设备重量大，支架结构悬挑长度大等原因，为避免风机低频振动引起结构整体共振而进行了结构选型。桁架设计时，考虑将 A 型架上部荷载通过桁架节点传递以避免在桁架上弦杆产生节间弯矩，保证桁架受力的合理性，顺 A 型架方向柱支座处腹杆采用拉杆，而另一方向柱支座处腹杆采用压杆。空冷钢平台上平面各风机单元检修平台的八角梁采用型钢桁架式布置；钢平台下平面各榀桁架间的水平支撑亦采用型钢。

3. 挡风墙

每台机组空冷平台走道外侧三周布置挡风墙。挡风墙由立柱及横梁组成骨架系统，立柱下部铰接在平

台上，立柱上部通过水平杆铰接在蒸汽分配管挑出的加劲环上，挡风墙采用单层金属墙板围护。立柱采用型钢；横梁采用槽钢。

4. A型架

A型架布置方式根据冷凝汽管束厂家提供的管束安装图确定，支架斜立柱布置考虑将上部荷载通过桁架节点传递，支架平面内设置斜撑，以增加侧向刚度。管束与支架的连接方式由冷凝汽管束厂家提供，支架与钢平台采用铰接连接。A型架斜立柱采用型钢；横梁采用圆管；斜撑采用圆管。

5. 风机桥架

风机桥架结构采用桁架式，桥架通过支腿采用螺栓与钢平台铰接。桥架下弦梁采用型钢，上弦及斜腹杆采用槽钢，竖腹杆采用槽钢。

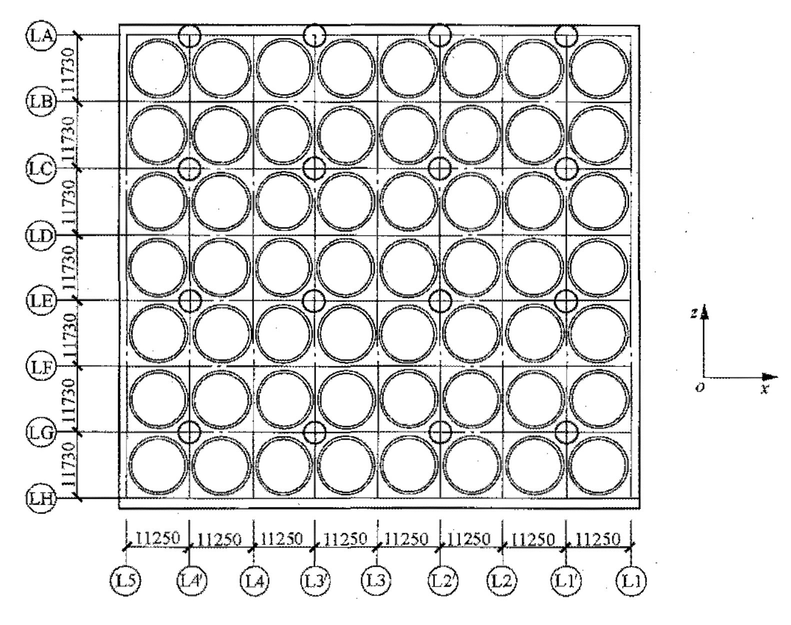


图 17-11　空冷平台平面布置图

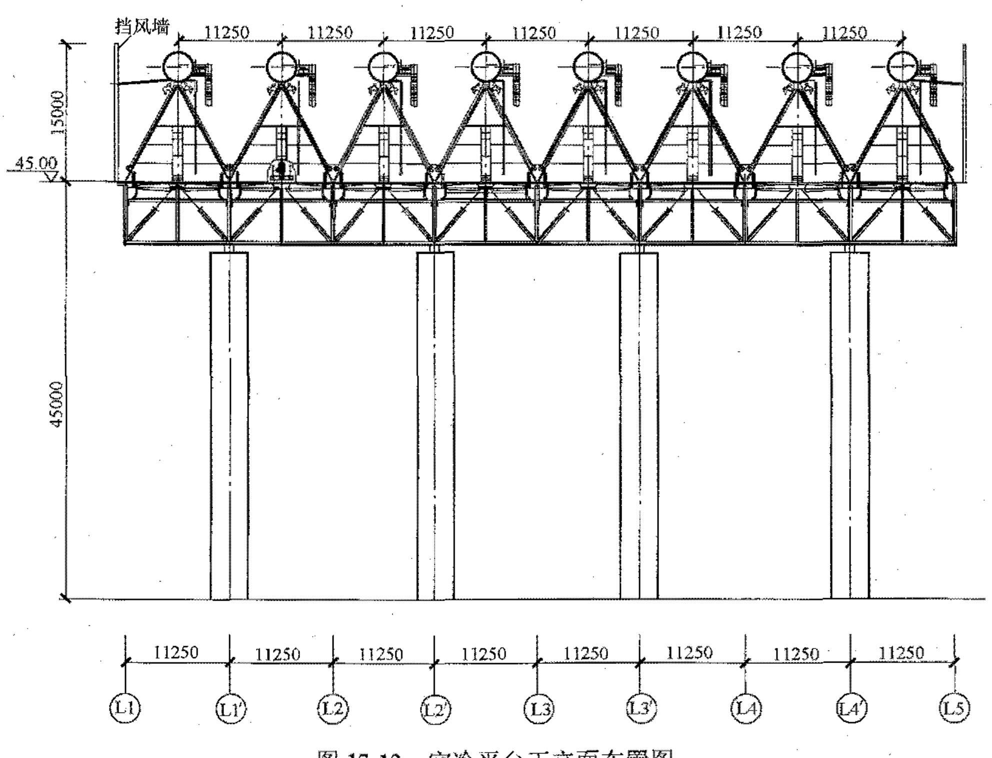


图 17-12　空冷平台正立面布置图

三、荷载计算及组合

(一) 荷载

1. 恒荷载

(1) 结构自重。全部结构构件自重由程序按杆件截面面积和长度自行计算。钢平台上部荷载主要包括空冷凝汽器管束、蒸汽分配管道、凝结水管、A型支架、风机系统设备、挡风墙等设备的自重。根据实际工程要求，集中荷载施加于模型空间桁架的节点上，均布荷载作用于构件上。

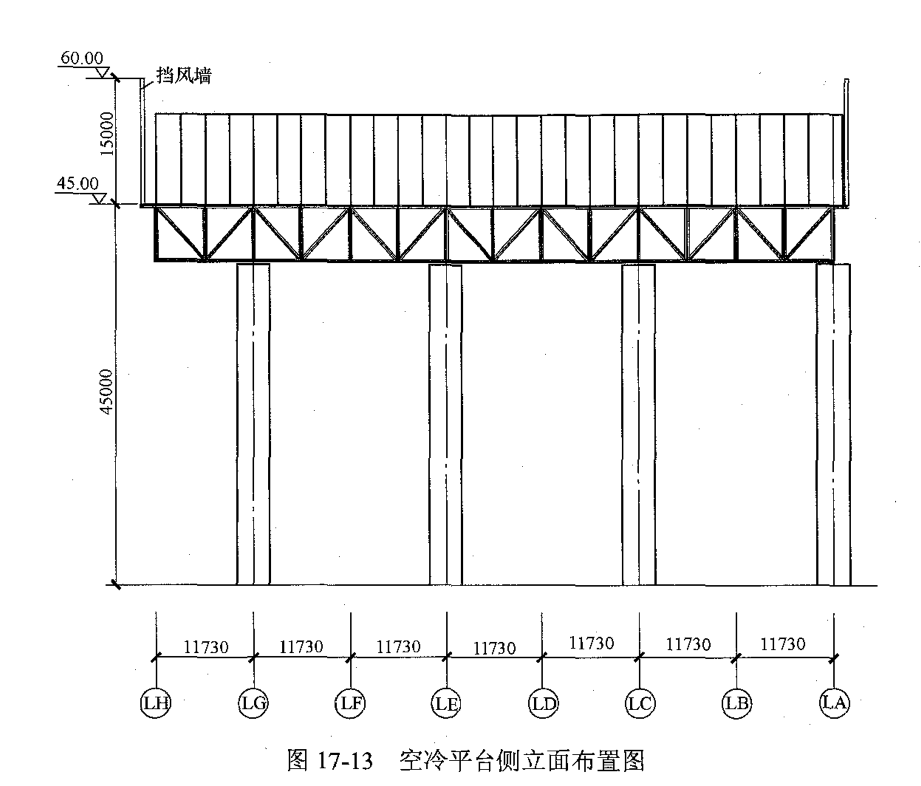


图 17-13　空冷平台侧立面布置图

（2）风墙自重。考虑挡风墙骨架、压型钢板及檩条重量。

1）x 向风墙自重。

风墙骨架重（HN450×200）：5.90kN/m

压型钢板及檩条重（由压型钢板厂家提供）：1.96kN/m

合计 q_{wx}=5.90+1.96=7.86（kN/m）

2）z 向风墙自重。

风墙骨架重（HN350×175）：3.46kN/m

压型钢板及檩条重（由压型钢板厂家提供）：1.96kN/m

合计 q_{wz}=3.46+1.96=5.42（kN/m）

（3）平台四周走道自重。走道梁已加在模型中，此处再考虑花纹钢板的重量。

1）x 向走道自重（走道宽 1.8m）。走道梁已加在模型中，花纹钢板重量（6mm 厚）为 0.5kN/m^2。走道单位长度重量：

$$q=(0.5\times1.8\times11.25)/11.25=0.90\text{（kN/m）}$$

作用在走道两侧梁上，则每侧梁的承受走道重量为

$$q_{sx}=1/2\times0.9=0.45\text{（kN/m）}$$

2）z 向走道自重（走道宽 1.2m）。走道梁已加在模型中，花纹钢板（6mm 厚）重量为 0.5kN/m^2，走道单位长度重量：

$$q=(0.5\times1.2\times11.73)/11.73=0.6\text{（kN/m）}$$

作用在走道两侧梁上，则每侧梁的承受走道重量为

$$q_{sz}=1/2\times0.6=0.30\text{（kN/m）}$$

3）两台机间走道自重

花纹钢板（6mm 厚）重量为：0.5kN/m^2

走道宽 b=1.5m。

走道单位长度重量：

$$q=(0.5\times1.5\times11.73)/11.73=0.75\text{（kN/m）}$$

作用走道两侧梁上：

$$q_{sm}=1/2\times0.75=0.38\text{（kN/m）}$$

（4）分隔墙自重（含压型钢板及檩条，由压型钢板厂家提供）。按照线荷载加在桁架上弦上。

LA、LB、LC、LD、LE、LF、LG、LH 轴线荷载为：1.0kN/m

（5）风机护网自重（含 30mm 高钢格栅及支撑梁）。

1）按照在单个风机单元中四个边梁中点加节点荷载考虑。

护网及其支撑结构共重：$G_S\approx$70kN

2）按照在单个风机单元中四个边梁中点加节点荷载考虑。

$$q=70/4=17.5\text{（kN）}$$

（6）风机单元自重。风筒吊梁已加在模型中，此处只考虑检修平台自重（风筒直径 9.89m）。

风筒检修平台自重（6mm 厚花纹钢板）：q=0.5kN/m

检修平台面积：11.25×11.73−(9.89/2)$^2\pi$=55.2m^2

q_F=55.2×0.5=27.6（kN），考虑花纹钢板加劲肋等自重，将 q_F 乘以 1.2 的系数。

风机单元总重：q=27.6×1.2=33.2（kN）

按照在单个风机单元四个边梁均匀受力考虑，加

均布线荷载。

$$q' = 33.2/(11.25\times2+11.73\times2) = 0.72(\text{kN/m})$$

（7）风筒自重。按照在单个风机单元风筒吊梁中八个边梁上均匀受力考虑，加均布线荷载。八个边梁总长32m。

$$q=15.0/32=0.47\ (\text{kN/m})$$

（8）风机桥架自重。考虑风机、减速机、电动机、风机桥架和钢格栅等自重。按照桥架实际宽度在单个风机单元垂直于蒸汽分配管方向的钢桁架上弦梁上的四个节点上以集中力考虑。

风机：16.1kN

减速器：10.5kN

电动机：13.5kN

风机桥架：65kN

风机桥架总重=16.1+10.5+13.5+65=105.1（kN）

（9）换热管束和蒸汽分配管自重。该部分荷载由设备厂家提供，荷载布置方式和大小按照实际连接方式加在计算模型中。

（10）人孔及蝶阀检修平台自重。按每个平台15kN考虑，作为集中力加在每列A型架靠近A排端斜立柱顶上。

（11）排汽管道自重。该部分荷载由管道专业提供，荷载布置方式和大小按照实际连接方式加在计算模型中。

（12）蒸汽分配管接口附加荷载。该部分荷载由管道专业提供，荷载布置方式和大小按照实际连接方式加在计算模型中。

2. 活荷载

全部结构构件所受活荷载主要为检修荷载，包括常规维护及走道板、管束、风机维护等。根据实际工程要求，集中荷载施加于模型空间桁架的节点上，均布荷载作用于构件上。

走道活荷载q=3.50kN/m²

风机防护网活荷载 q=1.00kN/m²

风机密封板活荷载 q=2.00kN/m²

风机桥架活荷载 q=3.50kN/m²

（1）平台走道活荷载：

1）x 向走道活荷载：

走道宽 b=1.8m，线荷载 q=1.8×3.5=6.3（kN/m）

分别作用在走道两侧梁上：

$$q_{wx}=1/2\times6.3=3.15\ (\text{kN/m})$$

2）z 向走道活荷载：

走道宽 b=1.2m，线荷载 q=1.2×3.5=4.2（kN/m）

分别作用在走道两侧梁上：

$$q_{wz}=1/2\times4.2=2.1\ (\text{kN/m})$$

（2）两台机间走道活荷载：

走道宽 b=1.5m，线荷载 q=1.5×3.5=5.25（kN/m）

分别作用在走道两侧梁上：

$$q_{wm}=1/2\times5.25=2.625\ (\text{kN/m})$$

（3）各列A型架间走道活荷载

走道宽 b=0.64m，线荷载 q=0.64×3.5=2.24（kN/m）

分别作用在桁架上弦梁上。

（4）风机护网活荷载：

风机护网活荷载：G=11.25×11.75×1.0=132（kN）

按照在单个风机单元中四个边梁中点加节点荷载考虑。

q=132/4=33.0（kN），考虑到风机护网不可能同时上人检修，将其活荷载乘以0.5的折减系数。

（5）风机单元活荷载

检修平台面积：

$$11.25\times11.73-(9.89/2)^2\pi=55.2\ (\text{m}^2)$$

检修平台活荷载：55.2×2.0=110.4（kN）

按照在单个风机单元四个边梁均匀受力考虑，加线荷载。

$$q'=110.4/(11.25\times2+11.73\times2)=2.4\ (\text{kN/m})$$

（6）风机桥架活荷载。

桥架宽2.5m。

$$P_B=2.5\times11.73\times3.5=102.6\ (\text{kN})$$

风机轴向推力 P=7.4（kN）（由风机厂家提供）

$$P_{总}=102.6+7.4=110\ (\text{kN})$$

按照桥架实际宽度在单个风机单元垂直于蒸汽分配管方向的钢桁架上弦梁上的四个节点上以集中力考虑。

$$P=110/4=27.5\ (\text{kN})$$

（7）下联箱充水活荷载。该部分荷载由设备厂家提供，荷载布置方式和大小按照厂家提供的实际连接方式加在计算模型中。

（8）A型架凝结水管活荷载。该部分荷载由设备厂家提供，荷载布置方式和大小按照厂家提供的实际连接方式加在计算模型中。

（9）人孔及蝶阀检修平台活荷载。按2.0kN/m²考虑，作为集中力加在每列A型架靠近A排端斜立柱顶上。平台大小为1.5m×3.0m。

（10）管束清洗机及电机检修单轨吊活荷载。按每台清洗机25kN，每列A型架有两台作为集中力加在不利位置的斜立柱顶上。电机检修单轨吊每列A型架有1台，按最大起重量为20kN的手动葫芦计算，葫芦自重为7.1kN，所以单轨吊总重为27.1kN，按照集中力加在不利位置的单轨吊车梁上。

（11）排汽管道活荷载。该部分荷载由管道专业提供，荷载布置方式和大小按照实际连接方式加在计算模型中。

（12）蒸汽分配管活荷载。该部分荷载由设备厂家提供，荷载布置方式和大小按照厂家提供的实际连接方式加在计算模型中。

（13）蒸汽分配管接口附加活荷载。该部分荷载由管道专业提供，荷载布置方式和大小按照实际连接方式加在计算模型中。

3. 雪荷载

结构所受雪荷载的基本雪压为 0.25kN/ m²，走道积雪分布系数取 1.4；A 型架积雪分布系数取 1.0。

4. 风荷载

离地 10m 高 50 年一遇平均最大风速：28.3m/s

基本风压：0.5kN/m²

地面粗糙度类别：B 类

风荷载计算公式：$w=\beta_z\mu_s\mu_z w_0$

风荷载体型系数 μ_s：挡风墙：迎风向 1.6；背风向−0.1

前三排管束：迎风向 0.2；背风向−0.1

后五排管束：迎风向 0.05；背风向−0.05

风压高度变化系数 μ_z：μ_{z10}=1.00；μ_{z20}=1.25；μ_{z30}=1.42；μ_{z40}=1.56；μ_{z45}=1.62；μ_{z50}=1.67；μ_{z60}=1.77

振风系数 β_{gz}：β_{gz45}=1.59

风振系数 β_z：$\beta_z=1+2gI_{10}B_z\sqrt{1+R^2}$

根据 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》8.4 节规定估算。

（1）+x 向风荷载：

1）挡风墙风荷载。挡风墙较高（15.0m），在+x 向水平风力作用下对结构有一定的影响。通过近似简化计算后，将风荷载简化为水平静力，一部分作用在钢桁架上弦杆上，另一部分通过连接杆作用在与挡风墙相邻的 A 型架上。

β_{gz} 按 45.0m 取值，查 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》表 8.6.1，插值取 β_{gz}=1.59。

μ_z 按 60m 取值，查 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》表 8.2.1，插值取 μ_z=1.77。

$w=\beta_{gz}\,\mu_s\,\mu_z\,w_0$=1.59×1.6×1.77×0.50=2.252（kN/m²）

$w_{总}$=2.252×15.5×85.71=2992（kN）

（挡风墙压型钢板高为 15.0m+0.5m）

一部分转化为线荷载作用于走道外侧梁上（此部分取挡风墙下部 6.3m 风荷载）。

w_U=(6.3/15)×2992/85.71=14.66（kN/m）

一部分转化为集中荷载通过 29 根连杆传递到与挡风墙相邻的 A 型架上（此部分取挡风墙上部 8.7m 风荷载），荷载加在 A 型架顶上。

w_D=(8.7/15)×2992/29=59.9（kN）

2）钢桁架风荷载。

计算一榀桁架区域面积：

长=85.71m，高=6.50m，A_U=85.71×6.5=557.2（m²）

计算全部构件长度：

上弦部分：85.71m

下弦部分：82.11m

垂直支撑部分：6.5×15=97.5（m）

对角线方向连接支撑：14×8.7=122（m）

总计长度为 384m。

在计算区域内，所有梁的高度设置为 0.45m，并增加 15%作为节点板的区域。

A=384×0.45×1.15=199（m²）

ϕ=199/557.2=0.36

在考虑多榀桁架的整体体型系数时，η 值取决于多榀桁架距离和高度的比值。

b/h=11.25/6.5=1.73，查 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》表 8.3.1 得：η=0.62。

所以多榀桁架的整体体型系数 $\mu_{stw}=\phi\mu_s\dfrac{1-\eta^n}{1-\eta}=$ 0.36×1.30×(1−0.629)/(1−0.62)=1.23

桁架风荷载：$W_{总}$=1.62×1.58×0.50×1.23×557.2=874（kN）

分布在每榀桁架上下弦上的均布力：

$W_{分}$=874/(9×2×85.71)=0.57（kN/m）

3）风筒风荷载。

风筒迎风面积 s=2.0×10.00=20.0（m²）（风筒高约 2.0m，直径约 10m）

$W_{总}=\beta_z\,\mu_s\,\mu_z\,W_0$=1.58×1.60×1.62×0.50=2.05（kN/m²）

（1.60 为顺风向一排风桶的整体体型系数）

分布于所有桁架上弦杆的均布荷载为：

$W_{分}$=2.05×20.0×7/(9×82.11)=0.39（kN/m）

4）管束风荷载。

前三排迎风面：

$w=\beta_z\mu_s\mu_z w_0$=1.69×0.2×1.77×0.5=0.30（kN/m²）

每 3.02m 风荷载：w=0.30×3.02=0.91（kN/m）

前三排背风面：

$w=\beta_z\mu_s\mu_z w_0$=1.69×0.1×1.77× 0.5=0.15（kN/m²）

每 3.02m 风荷载：w=0.15×3.02=0.45（kN/m）

后五排迎风面：

$w=\beta_z\mu_s\mu_z w_0$=1.69×0.05×1.77× 0.5=0.075（kN/m²）

每 3.02m 风荷载：w=0.075×3.02=0.23（kN/m）

后七排背风面：

$w=\beta_z\mu_s\mu_z w_0$=1.69×0.05×1.77× 0.5=0.075（kN/m²）

每 3.02m 风荷载：w=0.075×3.02=0.23（kN/m）

5）蒸汽分配管接口附加风荷载。该部分荷载由管道专业提供，荷载布置方式和大小按照实际连接方式加在计算模型中。

6）排汽管吊点处风荷载。该部分荷载由管道专业提供，荷载布置方式和大小按照实际连接方式加在计算模型中。

7）A 型架顶主蒸汽分配管风荷载。该部分荷载由设备厂家提供，荷载布置方式和大小按照厂家提供的

实际连接方式加在计算模型中。

8）混凝土柱风荷载。管柱风荷载分为四段（10m、20m、30m、40m 高），风荷载整体体型系数取：μ_s=0.9。

不考虑风振系数，β_z取 1.0，但考虑 1.1 的放大系数：

$w_{10}=\beta_z\mu_s\mu_z w_0 D=1.0\times1.0\times0.9\times0.5\times1.1\times4.0=1.98$（kN/m）

$w_{20}=\beta_z\mu_s\mu_z w_0 D=1.25\times1.0\times0.9\times0.50\times1.1\times4.0=2.48$（kN/m）

$w_{30}=\beta_z\mu_s\mu_z w_0 D=1.42\times1.0\times0.9\times0.50\times1.1\times4.0=2.82$（kN/m）

$w_{40}=\beta_z\mu_s\mu_z w_0 D=1.56\times1.0\times0.9\times0.50\times1.1\times4.0=3.09$（kN/m）

（2）$-x$ 向风荷载

$w=\beta_{gz}\mu_s\mu_z w_0=1.59\times0.1\times1.77\times0.5=0.141$（kN/m^2）

$w_{总}=0.141\times15.5\times85.71=187$（kN）（挡风墙压型钢板高为 15.0m+0.5m）

一部分转化为线荷载作用于走道外侧梁上（此部分取挡风墙下部 6.3m 风荷载）。

$w_U=(6.3/15.0)\times187/85.71\approx0.92$（kN/m）

一部分转化为集中荷载通过 29 根连杆传递到与挡风墙相邻的 A 型架上（此部分取挡风墙上部 8.7m 风荷载），荷载加在 A 型架顶上。

$w_D=(8.7/15.0)\times187/29=3.74$（kN）

其余各工况$-x$ 向风荷载大小及作用方式与$+x$ 向相同，方向与$+x$ 向相反。

（3）$+z$ 向风荷载

$w=\beta_{gz}\mu_s\mu_z w_0=1.59\times1.6\times1.77\times0.5=2.252$（kN/m^2）

$w_{总}=2.252\times15.5\times91.95=3210$（kN）（挡风墙压型钢板高为 15.0m+0.5m）

一部分转化为线荷载作用于走道外侧梁上（此部分取挡风墙下部 6.0m 风荷载）。

$W_U=(6.0/15.0)\times3210/91.95\approx13.9$（kN/m）

一部分转化为集中荷载通过 8 根连杆传递到与挡风墙相邻的 A 型架顶上（此部分取挡风墙上部 9.0m 风荷载）。

$w_D=(9.0/15.0)\times3210/8=241$（kN）

$w=\beta_{gz}\mu_s\mu_z w_O=1.59\times0.1\times1.77\times0.5=0.141$（kN/m^2）

$w_{总}=0.141\times15.5\times91.95=201$（kN）（挡风墙压型钢板高为 15.0m+0.5m）

一部分转化为线荷载作用于走道外侧梁上（此部分取挡风墙下部 6.0m 风荷载）。

$w_U=(6.0/15.0)\times201/91.95\approx0.87$（kN/m）

一部分转化为集中荷载通过 8 根连杆传递到与挡风墙相邻的 A 型架顶上（此部分取挡风墙上部 9.0m 风荷载）。

$w_D=(9.0/15)\times201/8=15.1$（kN）

1）钢平台风荷载。钢平台$+z$ 向风荷载计算过程和取值与$+x$ 向相同。

2）风筒风荷载。

风筒迎风面积 $S=2.0\times10.00=20.0$（m^2）（风筒高约 2.0m，直径约 10m）

$w_{总}=\beta_z\mu_s\mu_z w_0=1.58\times1.60\times1.62\times0.50=2.05$（kN/m^2）

（1.60 为顺风向一排风桶的整体体型系数）

分布于所有桁架上弦杆的均布荷载为：

$w=328/(8\times90)=0.45$（kN/m）

3）管束及主蒸汽分配管风荷载。z 向不考虑管束及主蒸汽分配管风荷载。

4）蒸汽分配管接口附加风荷载。该部分荷载由管道专业提供，荷载布置方式和大小按照实际连接方式加在计算模型中。

5）排汽管吊点处风荷载。该部分荷载由管道专业提供，荷载布置方式和大小按照实际连接方式加在计算模型中。

6）混凝土柱风荷载。荷载计算过程和取值与$+x$ 向相同。

（4）$-z$ 向风荷载

$-z$ 向风荷载大小及作用方式与$+z$ 向相同，方向与$+z$ 向相反。

5．地震作用

地震类型：多遇地震

地震分组：第一组

地震烈度：6 度

场地类型：Ⅱ类

阻尼系数：0.035

地震加速度：0.017g

6．温度作用

温度应力作用可按混凝土构件和钢构件全部施加25°轴向温度变化考虑。

（二）荷载效应组合

见第十七章第一节相关规定。

四、结构分析及结果

（一）结构分析

结构建模分析可选用通用的有限元软件进行，本算例采用有限元软件 STAAD 进行计算分析。为确保主体结构计算分析的准确性和合理性，挡风墙、风机桥架分别单独建模计算，只将其荷载按照连接方式加入到主体模型中。本算例的主体结构计算模型如图 17-14 所示。

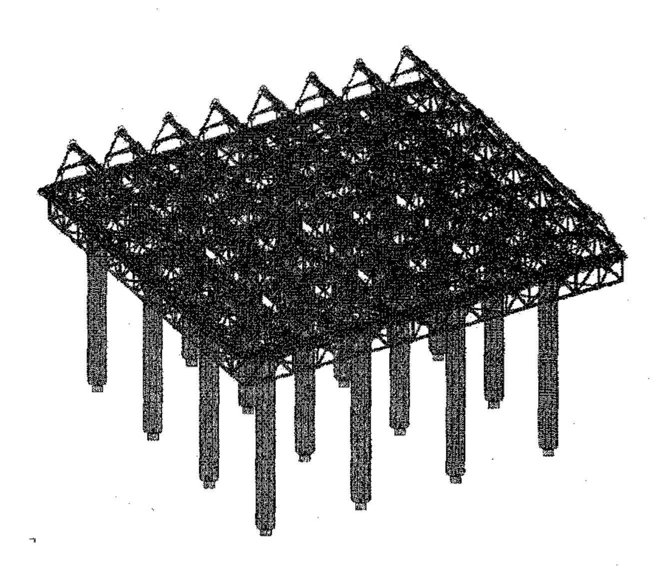


图 17-14　空冷支架结构计算模型图

（二）计算结果

1. 周期

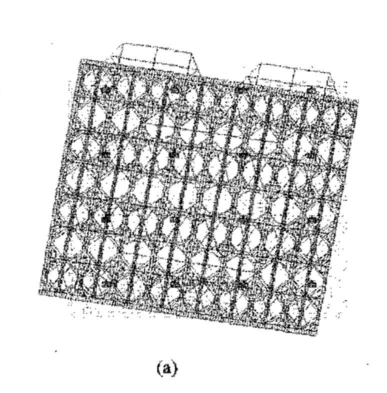
结构弹性周期及质量参与系数计算结果见表 17-8。

表 17-8　周期及质量参与系数计算结果

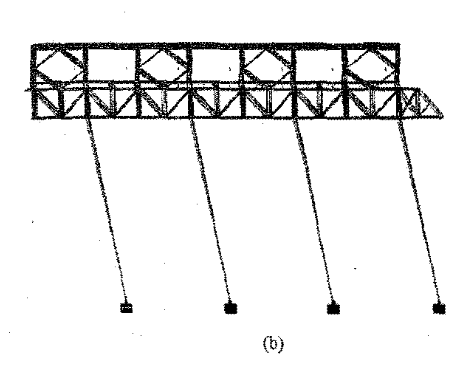
振型	频率（Hz）	周期（s）	x 参与系数（%）	y 参与系数（%）	z 参与系数（%）
1	0.512	1.953	10.643	0.000	0.863
2	0.529	1.889	1.529	0.000	98.122
3	0.535	1.869	87.760	0.000	0.968
4	1.055	0.948	0.000	0.000	0.000
5	1.770	0.565	0.003	0.000	0.000
6	1.785	0.560	0.000	0.000	0.001

2. 振型

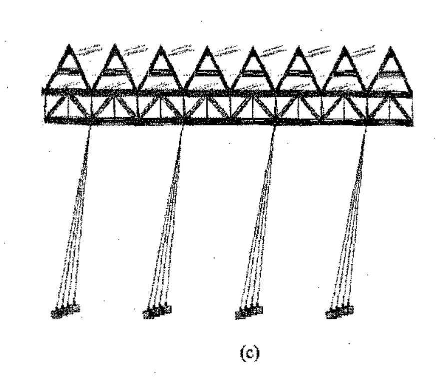
结构前三阶振型如图 17-15 所示。



(a)



(b)



(c)

图 17-15　算例前三阶振型图

（a）第一振型（扭转）；（b）第二振型（z 向平动）；（c）第三振型（x 向平动）

3. 位移及挠度

钢筋混凝土柱顶最大位移：61mm，对应的最大层间位移角 1/697，满足弹性层间位移角限值 1/550 的要求。

钢平台节点最大挠度为 17mm，满足受弯构件挠度容许值 1/400 的要求。

4. 钢结构构件验算

本算例钢结构构件采用 STAAD 后处理软件 SSDD 进行验算。主要构件（钢平台上、下弦梁、竖腹杆等）由强度和稳定控制，最大应力比为 0.93，其他次要构件由长细比、宽厚比等构造要求控制，最大应力比 0.99。

5. 钢筋混凝土管柱计算

由于管柱顶部与钢平台铰接连接，管柱的最大内力应在柱底部，因此管柱截面计算选取柱底最不利工况内力进行。经对本工程所有组合工况进行筛选，选择以下几种最不利工况进行计算：轴力最大工况、轴力最小工况、弯矩最大工况、轴力最小并弯矩最大工况、弯矩绝对值最大工况。

（1）柱配筋计算

选取柱底处基本组合下最不利工况进行柱配筋计算，计算过程如下：

1）主要材料参数：

C40 混凝土，混凝土轴心抗压、抗拉强度设计值：

$$f_c = 19.1\text{N/mm}^2$$

$$f_t = 17.1\text{N/mm}^2$$

HPB300、HRB400 级钢筋强度设计值：

$$f_{y1}=270\text{N/mm}^2$$
$$f_{y2}=360\text{N/mm}^2$$

2）环形柱几何参数：

内半径：r_1=1600mm；外半径：r_2=2000mm。

中线半径：r=1800mm；钢筋中心所在圆周的半径：r_s=1846mm。

截面面积：$A_a = \pi(r_2^2 - r_1^2)$；A_a=4.52×10^{6}mm^2；壁厚 t=400mm。

支架柱高度：H_h=40000mm。

3）配筋计算。

a. 第一组：基本组合轴力最大工况

$N_1 = 6974\text{kN}$
$H_{x1} = -38\text{kN}$
$H_{y1} = -7\text{kN}$
$M_{x1} = -90\text{kN} \cdot \text{m}$
$M_{y1} = 464\text{kN} \cdot \text{m}$

计算弯矩增大系数：

$$\xi_{1c} = 0.5 f_c \frac{A_s}{N_1 \times 1000} = 4.474\text{，取 } \xi_{1c} = 1.0$$

$$L_c = 2 \times H_h \quad h = 2r_2$$

$$e_{a1} = 2 \times \frac{r_2}{30} = 100\text{（mm）}$$

$$M_1 = \sqrt{M_{x1}^2 + M_{y1}^2} = 472.648\text{（kN·m）}$$

$$\eta_1 = 1 + \frac{(r_2 + r_s)\left(\frac{L_C}{h}\right)^2 \xi_{1c}}{1300\left(\frac{M_1 \times 1000000}{N_1 \times 1000}\right) + 1300 e_{a1}} = 4.538$$

计算偏心距 e_i：

取 $C_m = 0.7$

$$e_{01} = \frac{C_m \eta_1 M_1 \times 1000000}{N_1 \times 1000} = 215.296\text{（mm）}$$

$$e_{i1} = e_{01} + e_{a1} = 315.296\text{（mm）}$$

（a）竖向钢筋。

预估竖向钢筋面积：$A_s = 51546\text{mm}^2$（外侧 96 根直径 22mm 钢筋，内侧 48 根直径 20mm 钢筋）

正截面承载力计算：

$$\frac{\eta_1 e_{i1}}{r_s} = 1.063, \quad \alpha_1 = 1.0$$

$$\alpha_{c1} = \frac{N_1 \times 1000 + f_{y2} A_s}{\alpha_1 f_c A_s + 2.5 f_{y2} A_s} = 0.235$$

$$\alpha_{t1} = 1 - 1.5\,\alpha_{c1} = 0.648$$

$$R_1 = \alpha_1 f_c A_a (r_1 + r_2) \frac{\sin(\pi\alpha_{c1})}{2\pi} + f_{y2} A_s r_s \frac{\sin(\pi\alpha_{c1}) + \sin(\pi\alpha_{t1})}{\pi}$$

$= 2.981 \times 10^{10}$（N·mm）

$N_1 \times 1000 e_{i1} = 2.199 \times 10^9$（N·mm）

$R_1 > N_1 \times 1000 e_{i1}$

所以满足要求。

（b）环向钢筋。

按照规范采用双侧配筋，外侧配筋为 $0.27 \times 400 \times \frac{1000}{150} = 720(\text{mm}^2)$

实配钢筋为直径 14mm，间距 150mm，$A_s = 923\text{mm}^2$

内侧配筋为 $0.20 \times 400 \times \frac{1000}{150} = 533.33(\text{mm}^2)$

实配钢筋为直径 14mm 间距 150mm，$A_s = 923\text{mm}^2$

b. 第二组：基本组合轴力最小工况

$N_2 = 1625\text{kN}$
$H_{x2} = 264\text{kN}$
$H_{y2} = 163\text{kN}$
$M_{x2} = 2037\text{kN} \cdot \text{m}$
$M_{y2} = -3294\text{kN} \cdot \text{m}$

计算弯矩增加系数：

$$\xi_{2c} = 0.5 f_c \frac{A_a}{N_2 \times 1000} = 19.201\text{，取 } \xi_{2c} = 1.0$$

$$L_c = 2 \times H_h \quad h = 2r_2$$

$$e_{a2} = 2 \times \frac{r_2}{30} = 100\text{（mm）}$$

$$M_2 = \sqrt{M_{x2}^2 + M_{y2}^2} = 3.873 \times 10^3\text{（kN·m）}$$

$$\eta_2 = 1 + \frac{(r_2 + r_s)\left(\frac{L_c}{h}\right)^2 \xi_{2c}}{1300\left(\frac{M_2 \times 1000000}{N_2 \times 1000}\right) + 1300 e_{a2}} = 1.239$$

计算偏心距 e_i：

取 $C_m = 0.7$

$$e_{02} = \frac{C_m \eta_2 M_2 \times 1000000}{N_2 \times 1000} = 2.067 \times 10^3\text{（mm）}$$

$e_{i2} = e_{02} + e_{a2} = 2.167 \times 10^3$（mm）

（a）竖向钢筋。

预估竖向钢筋面积：$A_s = 51546\text{mm}^2$（外侧 96 根直径 22mm 钢筋，内侧 48 根直径 20mm 钢筋）

正截面承载力计算：

$$\frac{\eta_2 e_{i2}}{r_s} = 1.995, \quad \alpha_2 = 1.0$$

$$\alpha_{c2} = \frac{N_2 \times 1000 + f_{y2} A_s}{\alpha_2 f_c A_s + 2.5 f_{y2} A_s} = 0.185$$

$$\alpha_{t2} = 1 - 1.5\,\alpha_{c2} = 0.722$$

$$R_2 = \alpha_2 f_c A_a (r_1 + r_2) \frac{\sin(\pi\alpha_{c2})}{2\pi} + f_{y2} A_s r_s \frac{\sin(\pi\alpha_{c2}) + \sin(\pi\alpha_{t2})}{\pi}$$

求得 $R_2 = 2.468 \times 10^{10}$（N·mm）

$N_2 \times 1000 e_{i2} = 3.522 \times 10^9$（N·mm）

$R_2 > N_2 \times 1000 e_{i2}$

所以满足要求。

（b）环向钢筋。

按照规范采用双侧配筋，外侧配筋为 $0.27 \times 400 \times \frac{1000}{150} = 720(\text{mm}^2)$

实配钢筋为直径 14mm，间距 150mm，$A_s = 923\text{mm}^2$

内侧配筋为 $0.20 \times 400 \times \frac{1000}{150} = 533.33(\text{mm}^2)$

实配钢筋为直径 14mm，间距 150mm，$A_s = 923\text{mm}^2$

c. 第三组：基本组合弯矩最大工况

$N_3 = 5580\text{kN}$

H_{x3}=−500kN

H_{y3}=−10kN

M_{x3}=−118kN·m

M_{y3}=−6238kN·m

计算弯矩增加系数：

$\xi_{3c}=0.5f_c\dfrac{A_a}{N_3\times1000}$=5.592，取$\xi_{3c}$=1.0

$L_c=2\times H_h \quad h=2r_2$

$e_{a3}=2\times\dfrac{r_2}{30}$=100（mm）

$M_3=\sqrt{M_{x3}^2+M_{y3}^2}$=6.239×10³（kN·m）

$$\eta_3=1+\frac{(r_2+r_s)\left(\dfrac{L_c}{h}\right)^2\xi_{3c}}{1300\left(\dfrac{M_3\times1000000}{N_3\times1000}\right)+1300e_{a3}}$$

求得η_3=14.87

计算偏心距e_i：

取C_m=0.7

$e_{03}=\dfrac{C_m\eta_3M_3\times1000000}{N_3\times1000}$=1.164×10³（mm）

$e_{i3}=e_{03}+e_{a3}$=1.264×10³（mm）

（a）竖向钢筋。

预估竖向钢筋面积：A_s=51546mm²（外侧96根直径22mm钢筋，内侧48根直径20mm钢筋）

正截面承载力计算：

$\dfrac{\eta_3e_{i3}}{r_s}=1.397,\quad \alpha_3=1.0$

$\alpha_{c3}=\dfrac{N_3\times1000+f_{y2}A_s}{\alpha_3f_cA_a+2.5f_{y2}A_s}$=0.222

$\alpha_{t3}=1-1.5\,\alpha_{c3}$=0.667

$$R_3=\alpha_3f_cA_a(r_1+r_2)\frac{\sin(\pi\alpha_{c3})}{2\pi}+f_{y2}A_sr_s\frac{\sin(\pi\alpha_{c3})+\sin(\pi\alpha_{t3})}{\pi}$$

求得R_3=2.856×10¹⁰（N·mm）

$N_3\times1000e_{i3}$=7.054×10⁹（N·mm）

$R_3>N_3\times1000e_{i3}$

所以满足要求。

（b）环向钢筋。

按照规范采用双侧配筋，外侧配筋为$0.27\times400\times\dfrac{1000}{150}=720(\text{mm}^2)$

实配钢筋为直径14mm，间距150mm，A_s=923（mm²）

内侧配筋为$0.20\times400\times\dfrac{1000}{150}=533.33(\text{mm}^2)$

实配钢筋为直径14mm间距150mm，A_s=923mm²

d．第四组：基本组合轴力较小弯矩较大工况

N_4=1926kN

H_{x3}=−457kN

H_{y4}=−146kN

M_{x4}=−1934kN·m

M_{y4}=−5713kN·m

计算弯矩增加系数：

$\xi_{4c}=0.5f_c\dfrac{A_s}{N_4\times1000}$=16.201，取$\xi_{4c}$=1.0

$L_c=2\times H_h \quad h=2r_2$

$e_{a4}=2\times\dfrac{r_2}{30}$=100mm

$M_4=\sqrt{M_{x4}^2+M_{y4}^2}$=8.079×10³（kN·m）

$$\eta_4=1+\frac{(r_2+r_s)\left(\dfrac{L_c}{h}\right)^2\xi_{4c}}{1300\left(\dfrac{M_4\times1000000}{N_4\times1000}\right)+1300e_{a4}}=1.138$$

计算偏心距e_i：

取C_m=0.7

$e_{04}=\dfrac{C_m\eta_4M_4\times1000000}{N_4\times1000}$=3.342×10³（mm）

$e_{i4}=e_{04}+e_{a4}$=3.442×10³（mm）

（a）竖向钢筋。

预估竖向钢筋面积：A_s=51546mm²（外侧96根直径22mm钢筋，内侧48根直径20mm钢筋）

正截面承载力计算：

$\dfrac{\eta_4e_{i4}}{r_s}=2.911,\quad \alpha_4=1.0$

$\alpha_{c4}=\dfrac{N_4\times1000+f_{y2}A_s}{\alpha_4f_cA_a+2.5f_{y2}A_s}$=0.188

$\alpha_{t4}=1-1.5\,\alpha_{c4}$=0.718

$$R_4=\alpha_4f_cA_a(r_1+r_2)\frac{\sin(\pi\alpha_{c4})}{2\pi}+f_{y2}A_sr_s\frac{\sin(\pi\alpha_{c4})+\sin(\pi\alpha_{t4})}{\pi}=2.5\times10^{10}(\text{N}\cdot\text{mm})$$

$N_4\times1000e_{i4}$=6.63×10⁹（N·mm）

$R_4>N_4\times1000e_{i4}$

所以满足要求。

（b）环向钢筋。

按照规范采用双侧配筋，外侧配筋为

$0.27\times400\times\dfrac{1000}{150}=720(\text{mm}^2)$

实配钢筋为直径14mm，间距150mm，A_s=923mm²

内侧配筋为$0.20\times400\times\dfrac{1000}{150}=533.33(\text{mm}^2)$

实配钢筋为直径14mm，间距150mm，A_s=923mm²

e．第五组：基本组合弯矩绝对值和最大工况

N_5=3845kN

H_{x5}=−469kN

H_{y5}=−148kN

M_{x5}=−1848kN·m

M_{y5}=−5862kN·m

计算弯矩增加系数：

$\xi_{5c}=0.5f_c\dfrac{A_a}{N_5\times1000}$=8.115，取 ξ_{5c}=1.0

$L_c=2\times H_h \quad h=2r_2$

$e_{a5}=2\times\dfrac{r_2}{30}$=100（mm）

$M_5=\sqrt{M_{x5}^2+M_{y5}^2}$=6.146×10³（kN·m）

$$\eta_5=1+\frac{(r_2+r_s)\left(\dfrac{L_c}{h}\right)^2\xi_{5c}}{1300\left(\dfrac{M_5\times1000000}{N_5\times1000}\right)+1300e_{a5}}=1.349$$

计算偏心距 e_i：

取 C_m=0.7

$$e_{05}=\frac{C_m\eta_5M_5\times1000000}{N_5\times1000}=1.51\times10^3\text{（mm）}$$

$e_{i5}=e_{05}+e_{a5}$=1.61×10³（mm）

（a）竖向钢筋。

预估竖向钢筋面积：A_s=51546mm²（外侧96根直径22mm钢筋，内侧48根直径20mm钢筋）

正截面承载力计算：

$\dfrac{\eta_5e_{i5}}{r_s}=1.614,\ \ \alpha_5=1.0$

$$\alpha_{c5}=\frac{N_5\times1000+f_{y2}A_s}{\alpha_5f_cA_a+2.5f_{y2}A_s}=0.206$$

α_{t5}=1−1.5 α_{c5}=0.691

$$R_5=\alpha_5f_cA_a(r_1+r_2)\frac{\sin(\pi\alpha_{c5})}{2\pi}+f_{y2}A_sr_s\frac{\sin(\pi\alpha_{c5})+\sin(\pi\alpha_{t5})}{\pi}$$

求得 R_5=2.691×10¹⁰（N·mm）

N_5×1000e_{i5}=6.191×10⁹（N·mm）

$R_5>N_5\times1000e_{i5}$

所以满足要求。

（b）环向钢筋。

按照规范采用双侧配筋，外侧配筋为

$$0.27\times400\times\frac{1000}{150}=720(\text{mm}^2)$$

实配钢筋为直径14mm，间距150mm，A_s=923mm²

内侧配筋为 $0.20\times400\times\dfrac{1000}{150}=533.33(\text{mm}^2)$

实配钢筋为直径14mm，间距150mm，A_s=923mm²

（2）柱裂缝宽度验算

选取柱底处准永久组合下最不利工况进行柱裂缝验算，计算过程如下：

1）主要材料参数。

C40混凝土，混凝土轴心抗压、抗拉强度设计值：

f_{ck}=26.8N/mm²

f_{tk}=2.39N/mm²

混凝土弹性模量：

E_c=32500N/mm²

HPB300、HRB400级钢筋强度标准值：

f_{y1k}=300N/mm²

f_{y2k}=400N/mm²

HPB300、HRB400级钢筋弹性模量：

$E_{s1}=E_{s2}$=210000N/mm²

2）环形柱几何参数。

内半径：r_1=1600mm，外半径：r_2=2000mm

中线半径：r=1800mm，钢筋中心所在圆周的半径：r_s=1846mm

截面面积：$A_a=\pi(r_2^2-r_1^2)$，A_a=4.52×10⁶mm²，壁厚 t=400mm

支架柱高度：H_h=40000mm

$L_c=2\times H_h \quad h=2r_2$

3）预估钢筋面积。

a．竖向钢筋。

预估竖向钢筋面积：A_s=51546mm²（外侧96根 d=22mm钢筋，内侧48根直径为20mm钢筋）

b．环向钢筋。

按照规范采用双侧配筋，外侧配筋为 $0.27\times400\times\dfrac{1000}{150}=720(\text{mm}^2)$

实配钢筋为直径14mm，间距150mm，A_s=923mm²

内侧配筋为 $0.20\times400\times\dfrac{1000}{150}=533.33(\text{mm}^2)$

实配钢筋为直径14mm，间距150mm，A_s=923mm²

柱顶竖向力准永久值：

N_{dk}=4.8×10³kN

柱自重 $q_d=81\text{kN/m}$

计算截面的附加弯矩准永久组合值：

M_{ak}=（N_{dk}×46.4+0.5×q_d×46.4²）×0.006

=1.859×10³kN·m

4）裂缝验算［参照《烟囱设计规范》（GB 50051—2013）］

a．首先计算轴向力准永久值对筒壁圆心的偏心距。

（a）第一组：准永久组合轴力最小工况。

N_{1k}=1950kN

H_{x1k}=182kN

H_{y1k}=10kN

M_{x1k}=123kN・m

M_{y1k}=−2272kN・m

$$M_{1k}=\sqrt{M_{x1k}^2+M_{y1k}^2}+M_{ak}=4.135\times10^3\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$e_{01k}=\frac{M_{1k}\times10^6}{N_{1k}\times10^3}=2.12\times10^3\text{mm}$$

$$\eta_{1k}=1+\frac{(r_2+r_s)}{4000e_{01k}}\times\left(\frac{L_0}{h}\right)^2=1.091$$

$$e_{c1}=\eta_{1k}\cdot e_{01k}=2.313\times10^3\text{mm}$$

$$r_\omega=0.5r=650\text{mm}<e_{c1}$$

（b）第二组：准永久组合轴力最大工况。

N_{2k}=4845kN

H_{x2k}=110kN

H_{y2k}=−6kN

M_{x2k}=−65kN・m

M_{y2k}=−1374kN・m

$$M_{2k}=\sqrt{M_{x2k}^2+M_{y2k}^2}+M_{ak}=3.235\times10^3(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$e_{02k}=\frac{M_{2k}\times10^6}{N_{2k}\times10^3}=0.667\times10^3(\text{mm})$$

$$\eta_{2k}=1+\frac{(r_2+r_s)}{4000e_{02k}}\times\left(\frac{L_0}{h}\right)^2=1.289$$

$$e_{c2}=\eta_{2k}\cdot e_{02k}=0.86\times10^3(\text{mm})$$

$$r_\omega=0.5r=650\text{mm}<e_{c2}$$

（c）第三组：准永久组合弯矩最大工况。

N_{3k}=3192kN

H_{x3k}=−217kN

H_{y3k}=−7kN

M_{x3k}=−85kN・m

M_{y3k}=2709kN・m

$$M_{3k}=\sqrt{M_{x3k}^2+M_{y3k}^2}+M_{ak}=4.57\times10^3(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$e_{03k}=\frac{M_{3k}\times10^6}{N_{3k}\times10^3}=1.432\times10^3(\text{mm})$$

$$\eta_{3k}=1+\frac{(r_2+r_s)}{4000e_{03k}}\times\left(\frac{L_0}{h}\right)^2=1.135$$

$$e_{c3}=\eta_{3k}\cdot e_{03k}=1.625\times10^3(\text{mm})$$

$$r_\omega=0.5r=650(\text{mm})<e_{c3}$$

（d）第四组：准永久组合轴力较小且弯矩较大工况。

N_{4k}=1099kN

H_{x4k}=−198kN

H_{y4k}=10kN

M_{x3k}=128kN・m

M_{y4k}=2469kN・m

$$M_{4k}=\sqrt{M_{x4k}^2+M_{y4k}^2}+M_{ak}=4.332\times10^3(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$e_{04k}=\frac{M_{4k}\times10^6}{N_{4k}\times10^3}=2.167\times10^3(\text{mm})$$

$$\eta_{4k}=1+\frac{(r_2+r_s)}{4000e_{04k}}\times\left(\frac{L_0}{h}\right)^2=1.089$$

$$e_{c4}=\eta_{4k}\cdot e_{04k}=2.36\times10^3(\text{mm})$$

$$r_\omega=0.5r=650(\text{mm})<e_{c4}$$

（e）第五组：准永久组合弯矩绝对值最大工况。

N_{5k}=2942kN

H_{x5k}=−162kN

H_{y5k}=68kN

M_{x5k}=850kN・m

M_{y5k}=2017kN・m

$$M_{5k}=\sqrt{M_{x5k}^2+M_{y5k}^2}+M_{ak}=4.048\times10^3(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$e_{05k}=\frac{M_{5k}\times10^6}{N_{5k}\times10^3}=1.376\times10^3(\text{mm})$$

$$\eta_{5k}=1+\frac{(r_2+r_s)}{4000e_{05k}}\times\left(\frac{L_0}{h}\right)^2=1.14$$

$$e_{c5}=\eta_{5k}e_{05k}=1.569\times10^3(\text{mm})$$

$$r_\omega=0.5r=650(\text{mm})<e_{c5}$$

b．背风侧混凝土压应力。

筒壁水平截面的换算截面面积 A_0

$$\alpha_E=2.5\frac{E_{s2}}{E_c}=15.385$$

$$\rho_t=\frac{A_s}{A_a}=0.016$$

$$\alpha_E\rho_t=0.243$$

$$A_0=2\pi r\,t(1+\alpha_E\rho_t)=4.06\times10^6(\text{mm}^2)$$

（a）第一组：适用于 $e_{c1}>r_\omega$。

相对偏心距：$\frac{e_{c1}}{r}=1.779$

受压区半角，查表得：

$$\phi_1=78.12°,\phi_{1c}=\frac{\phi_1\pi}{180}=1.363$$

$$\frac{\phi_{1c}-0.5\sin\left(\frac{2\pi\phi_1}{180}\right)+\pi\alpha_E\rho_t}{2\left[\sin\left(\frac{\pi\phi_1}{180}\right)-(\phi_{1c}+\pi\alpha_E\rho_t)\times\cos\left(\frac{\pi\phi_1}{180}\right)\right]}=1.779$$

$$C_{c1}=\pi\frac{(1+\alpha_E\rho_t)\times\left[1-\cos\left(\frac{\pi\phi_1}{180}\right)\right]}{\sin\left(\frac{\pi\phi_1}{180}\right)-(\phi_{1c}+\pi\alpha_E\rho_t)\times\cos\left(\frac{\pi\phi_1}{180}\right)}=5.732$$

$$\sigma_{cw1}=\frac{N_{1k}\times1000}{A_0}\times C_{c1}=2.753(\text{MPa})$$

$$0.4f_{ck}=10.72>\sigma_{cw1}$$

满足要求。

（b）第二组：适用于 $e_{c2}>r_\omega$。

相对偏心距：$\frac{e_{c2}}{r}=0.662$

受压区半角，查表得：

$$\phi_2=127.9^\circ,\phi_{2c}=\frac{\phi_2\cdot\pi}{180}=2.232$$

$$\frac{\phi_{2c}-0.5\sin\left(\frac{2\pi\phi_2}{180}\right)+\pi\alpha_E\rho_t}{2\left[\sin\left(\frac{\pi\phi_2}{180}\right)-(\phi_{2c}+\pi\alpha_E\rho_t)\times\cos\left(\frac{\pi\phi_2}{180}\right)\right]}=0.662$$

$$C_{c2}=\pi\frac{(1+\alpha_E\rho_t)\times\left[1-\cos\left(\frac{\pi\phi_2}{180}\right)\right]}{\sin\left(\frac{\pi\phi_2}{180}\right)-(\phi_{2c}+\pi\alpha_E\rho_t)\times\cos\left(\frac{\pi\phi_2}{180}\right)}=2.397$$

$$\sigma_{cw2}=\frac{N_{2k}\times1000}{A_o}\times C_{c2}=2.861(\text{MPa})$$

$$0.4f_{ck}=10.72>\sigma_{cw2}$$

满足要求。

（c）第三组：适用于 $e_{c3}>r_\omega$。

相对偏心距：$\frac{e_{c3}}{r}=1.25$

受压区半角，查表得：

$$\phi_3=87.47^\circ,\phi_{3c}=\frac{\phi_3\pi}{180}=1.527$$

$$\frac{\phi_{3c}-0.5\sin\left(\frac{2\pi\phi_3}{180}\right)+\pi\alpha_E\rho_t}{2\left[\sin\left(\frac{\pi\phi_3}{180}\right)-(\phi_{3c}+\pi\alpha_E\rho_t)\times\cos\left(\frac{\pi\phi_3}{180}\right)\right]}=1.25$$

$$C_{c3}=\pi\frac{(1+\alpha_E\rho_t)\times\left[1-\cos\left(\frac{\pi\phi_3}{180}\right)\right]}{\sin\left(\frac{\pi\phi_3}{180}\right)-(\phi_{3c}+\pi\alpha_E\rho_t)\times\cos\left(\frac{\pi\phi_3}{180}\right)}=4.156$$

$$\sigma_{cw3}=\frac{N_{3k}\times1000}{A_o}\times C_{c3}=3.267(\text{MPa})$$

$$0.4f_{ck}=10.72>\sigma_{cw3}$$

满足要求。

（d）第四组：适用于 $e_{c4}>r_\omega$。

相对偏心距：$\frac{e_{c4}}{r}=1.815$

受压区半角，查表得：

$$\phi_4=77.72^\circ,\phi_{4c}=\frac{\phi_4\pi}{180}=1.356$$

$$\frac{\phi_{4c}-0.5\sin\left(\frac{2\pi\phi_4}{180}\right)+\pi\alpha_E\rho_t}{2\left[\sin\left(\frac{\pi\phi_4}{180}\right)-(\phi_{4c}+\pi a_E\rho_t)\times\cos\left(\frac{\pi\phi_4}{180}\right)\right]}=1.815$$

$$C_{c4}=\pi\frac{(1+\alpha_E\rho_t)\times\left[1-\cos\left(\frac{\pi\phi_4}{180}\right)\right]}{\sin\left(\frac{\pi\phi_4}{180}\right)-(\phi_{4c}+\pi\alpha_E\rho_t)\times\cos\left(\frac{\pi\phi_4}{180}\right)}=5.839$$

$$\sigma_{cw4}=\frac{N_{4k}\times1000}{A_o}\times C_{c4}=2.875(\text{MPa})$$

$$0.4f_{ck}=10.72>\sigma_{cw4}$$

满足要求。

（e）第五组：适用于 $e_{c5}>r_\omega$。

相对偏心距：$\frac{e_{c5}}{r}=1.207$

受压区半角，查表得：

$$\phi_5=88.73^\circ,\phi_{5c}=\frac{\phi_5\pi}{180}=1.549$$

$$\frac{\phi_{5c}-0.5\sin\left(\frac{2\pi\phi_5}{180}\right)+\pi\alpha_E\rho_t}{2\left[\sin\left(\frac{\pi\phi_5}{180}\right)-(\phi_{5c}+\pi\alpha_E\rho_t)\times\cos\left(\frac{\pi\phi_5}{180}\right)\right]}=1.207$$

$$C_{c5}=\pi\frac{(1+\alpha_E\rho_t)\times\left[1-\cos\left(\frac{\pi\phi_5}{180}\right)\right]}{\sin\left(\frac{\pi\phi_5}{180}\right)-(\phi_{5c}+\pi\alpha_E\rho_t)\times\cos\left(\frac{\pi\phi_5}{180}\right)}=4.025$$

$$\sigma_{cw5}=\frac{N_{5k}\times1000}{A_o}\times C_{c5}=2.916(\text{MPa})$$

$$0.4f_{ck}=10.72>\sigma_{cw5}$$

满足要求。

c. 迎风侧纵向钢筋拉应力（适用于 $e_{ci}>r_\omega$）。

（a）第一组：

$$C_{s1}=\frac{1+\cos\left(\frac{\pi\phi_1}{180}\right)}{1-\cos\left(\frac{\pi\phi_1}{180}\right)}\times C_{c1}=8.703$$

$$\sigma_{cw1}=\alpha_E\frac{N_{1k}\times1000}{A_o}\times C_{c1}=64.306(\text{MPa})$$

$$0.5f_{y2k}=200>\sigma_{cw1}$$

满足要求。

（b）第二组：

$$C_{s2}=\frac{1+\cos\left(\frac{\pi\phi_2}{180}\right)}{1-\cos\left(\frac{\pi\phi_2}{180}\right)}\times C_{c2}=0.573$$

$$\sigma_{cw2}=\alpha_E\frac{N_{2k}\times1000}{A_o}\times C_{c2}=10.516(\text{MPa})$$

$$0.5f_{y2k}=200>\sigma_{cw2}$$

满足要求。

（c）第三组：

$$C_{s3}=\frac{1+\cos\left(\frac{\pi\phi_3}{180}\right)}{1-\cos\left(\frac{\pi\phi_3}{180}\right)}\times C_{c3}=4.54$$

$$\sigma_{cw3}=\alpha_E\frac{N_{3k}\times1000}{A_o}\times C_{c3}=54.905(\text{MPa})$$

$$0.5f_{y2k}=200>\sigma_{cw3}$$

满足要求。

（d）第四组：

$$C_{s4}=\frac{1+\cos\left(\frac{\pi\phi_4}{180}\right)}{1-\cos\left(\frac{\pi\phi_4}{180}\right)}\times C_{c4}=8.993$$

$$\sigma_{cw4}=\alpha_E\frac{N_{4k}\times1000}{A_o}\times C_{c4}=68.119(\text{MPa})$$

$$0.5f_{y2k}=200>\sigma_{cw4}$$

满足要求。

（e）第五组：

$$C_{s5}=\frac{1+\cos\left(\frac{\pi\phi_5}{180}\right)}{1-\cos\left(\frac{\pi\phi_5}{180}\right)}\times C_{c5}=4.207$$

$$\sigma_{cw5}=\alpha_E\frac{N_{5k}\times1000}{A_o}\times C_{c5}=46.899(\text{MPa})$$

$$0.5f_{y2k}=200>\sigma_{cw5}$$

满足要求。

d. 最大水平裂缝宽度计算，参考烟囱规范最大裂缝宽度限值取 0.2mm。

等效钢筋直径：

$$d_{eq}=\frac{96\times22\times22+48\times20\times20}{96\times1\times22+48\times1\times20}=21.375(\text{mm})$$

$$\rho_{te}=\frac{A_s}{A_a}=0.016,\alpha_{cr}=1.9,c=49,f_{tk}=2.39(\text{MPa})$$

（a）第一组：

$\psi_1=1.1-0.65\dfrac{f_{tk}}{\sigma_{sw1}}=-0.431$，取 $\psi_1=0.2$

$$W_{1\max}=\alpha_{cr}\times\psi_1\frac{\rho_{te}\sigma_{sw1}}{E_{s2}}\times\left(1.9c+0.08\frac{d_{eq}}{\rho_{te}}\right)=0.025(\text{mm})$$

$W_{1\max}<0.2\text{mm}$，满足要求。

（b）第二组：

$\psi_2=1.1-0.65\dfrac{f_{tk}}{\sigma_{sw2}}=-8.263$，取 $\psi_2=0.2$

$$W_{2\max}=\alpha_{cr}\times\psi_2\frac{\rho_{te}\sigma_{sw2}}{E_{s2}}\times\left(1.9c+0.08\frac{d_{eq}}{\rho_{te}}\right)=4.026\times10^{-3}(\text{mm})$$

$W_{2\max}<0.2\text{mm}$，满足要求。

（c）第三组：

$\psi_3=1.1-0.65\dfrac{f_{tk}}{\sigma_{sw3}}=-0.693$，取 $\psi_3=0.2$

$$W_{3\max}=\alpha_{cr}\psi_3\frac{\rho_{te}\sigma_{sw3}}{E_{s2}}\times\left(1.9c+0.08\frac{d_{eq}}{\rho_{te}}\right)=0.021(\text{mm})$$

$W_{3\max}<0.2\text{mm}$，满足要求。

（d）第四组：

$\psi_4=1.1-0.65\dfrac{f_{tk}}{\sigma_{sw4}}=-0.346$，取 $\psi_4=0.2$

$$W_{4\max}=\alpha_{cr}\times\psi_4\frac{\rho_{te}\sigma_{sw4}}{E_{s2}}\times\left(1.9c+0.08\frac{d_{eq}}{\rho_{te}}\right)=0.026(\text{mm})$$

$W_{4\max}<0.2\text{mm}$，满足要求。

（e）第五组：

$\psi_5=1.1-0.65\dfrac{f_{tk}}{\sigma_{sw5}}=-1.0$，取 $\psi_5=0.2$

$$W_{5\max}=\alpha_{cr}\times\psi_5\frac{\rho_{te}\sigma_{sw5}}{E_{s2}}\times\left(1.9c+0.08\frac{d_{eq}}{\rho_{te}}\right)=0.018(\text{mm})$$

$W_{5\max}<0.2\text{mm}$，满足要求。

附　　录

附录A　火力发电厂土建结构设计常用规范清单

分类		序号	规范名称	编号
设计规范	国家标准	1	砌体结构设计规范	GB 50003
		2	建筑地基基础设计规范	GB 50007
		3	建筑结构荷载规范	GB 50009
		4	混凝土结构设计规范	GB 50010
		5	建筑抗震设计规范	GB 50011
		6	建筑设计防火规范	GB 50016
		7	钢结构设计规范	GB 50017
		8	冷弯薄壁型钢结构技术规范	GB 50018
		9	岩土工程勘察规范	GB 50021
		10	湿陷性黄土地区建筑规范	GB 50025
		11	工业建筑防腐蚀设计规范	GB 50046
		12	烟囱设计规范	GB 50051
		13	建筑结构可靠度设计统一标准	GB 50068
		14	钢筋混凝土筒仓设计规范	GB 50077
		15	地下工程防水技术规范	GB 50108
		16	高耸结构设计规范	GB 50135
		17	工程结构可靠性设计统一标准	GB 50153
		18	构筑物抗震设计规范	GB 50191
		19	建筑工程抗震设防分类标准	GB 50223
		20	火力发电厂与变电站设计防火规范	GB 50229
		21	电力设施抗震设计规范	GB 50260
		22	建筑边坡工程技术规范	GB 50330
		23	隔振设计规范	GB 50463
		24	钢结构焊接规范	GB 50661
		25	碳素结构钢	GB/T 700
		26	钢结构用高强度大六角头螺栓	GB/T 1228
		27	钢结构用高强度大六角螺母	GB/T 1229
		28	钢结构用高强度垫圈	GB/T 1230
		29	钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件	GB/T 1231
		30	低合金高强度结构钢	GB/T 1591
		31	钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副	GB/T 3632
		32	六角头螺栓　C级	GB/T 5780
		33	六角头螺栓	GB/T 5782

续表

分类		序号	规 范 名 称	编号
设计规范	国家标准	34	圆柱头焊钉	GB/T 10433
		35	复合地基技术规范	GB/T 50783
		36	火力发电厂岩土工程勘察规范	GB/T 51031
	电力行业标准	37	火力发电厂土建结构设计技术规程	DL 5022
		38	火电厂和核电厂常规岛主厂房荷载设计技术规程	DL/T 5095
		39	火力发电厂辅助机器基础隔振设计规程	DL/T 5188
		40	火力发电厂初步可行性研究报告内容深度规定	DL/T 5374
		41	火力发电厂可行性研究报告内容深度规定	DL/T 5375
		42	火力发电厂初步设计文件内容深度规定	DL/T 5427
		43	变电站建筑结构设计技术规程	DL/T 5457
		44	火力发电厂施工图设计文件内容深度规定 第 11 部分：土建结构	DL/T 5461.11
	建筑行业标准	45	高层建筑混凝土结构技术规程	JGJ 3
		46	空间网格结构技术规程	JGJ 7
		47	建筑地基处理技术规范	JGJ 79
		48	钢结构高强度螺栓连接技术规程	JGJ 82
		49	预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程	JGJ 85
		50	高层民用建筑结构技术规程	JGJ 99
		51	建筑基桩检测技术规范	JGJ 106
		52	钢筋机械连接技术规程	JGJ 107
		53	冻土地区地基基础设计规范	JGJ 118
		54	型钢混凝土组合结构技术规程	JGJ 138
		55	预应力混凝土结构抗震设计规程	JGJ 140
		56	建筑钢结构防腐蚀技术规程	JGJ/T 251
	城建行业标准	57	城市桥梁设计规范	CJJ 11
	协会标准	58	门式刚架轻型房屋钢结构技术规程	CECS 102
施工及验收规范	国家标准	59	钢焊缝手工超声波探伤方法及质量分级法	GB 11345
		60	烟囱工程施工及验收规范	GB 50078
		61	建筑地基基础工程施工质量验收规范	GB 50202
		62	砌体结构工程施工质量验收规范	GB 50203
		63	混凝土结构工程施工质量验收规范	GB 50204
		64	钢结构工程施工质量验收规范	GB 50205
		65	木结构工程施工质量验收规范	GB 50206
		66	屋面工程质量验收规范	GB 50207
		67	地下防水工程质量验收规范	GB 50208
		68	建筑防腐蚀工程施工规范	GB 50212
		69	建筑工程施工质量验收统一标准	GB 50300
		70	钢筋混凝土筒仓施工与质量验收规范	GB 50669
	建筑行业标准	71	钢筋焊接及验收规程	JGJ 18

主要量的符号及其计量单位

量　的　名　称	符号	计量单位	量　的　名　称	符号	计量单位
弹性模量	E	N/mm^2	面积	A	mm^2
剪变模量	G	N/mm^2	截面惯性矩	I	mm^4
强度	f	N/mm^2	截面抵抗矩	W	mm^3
直径	d	mm	截面面积矩	S	mm^3
集中荷载	F	kN	回转半径	i	mm
均布活荷载	q	kN/m	正应力	σ	N/mm^2
支座反力	R	N	剪应力	τ	N/mm^2
轴向力	N	kN	长度或跨度	$L(l)$	mm
弯矩	M	kN · m	扭矩	T	kN · m
剪力	V	kN	偏心距	e	mm
宽度	$B(b)$	mm	厚度	t	mm
高度	$H(h)$	mm	高厚比或长细比	λ	

参 考 文 献

[1] 吴德安. 混凝土结构计算手册. 3 版. 北京：中国建筑工业出版社，2002.
[2]《钢结构设计手册》编辑委员会. 钢结构设计手册（上、下册）. 3 版. 北京：中国建筑工业出版社，2004.
[3] 中国冶金建设集团包头钢铁设计研究总院. 烟囱工程手册. 北京：中国计划出版社，2004.
[4] 李星荣，魏才昂，丁峙崐，等. 钢结构连接节点设计手册. 北京：中国建筑工业出版社，2005.
[5] 中南电力设计院. 变电构架设计手册. 武汉：湖北长江出版集团湖北科学技术出版社，2006.
[6] 陈载赋. 钢筋混凝土建筑结构与特种结构手册. 成都：四川科学技术出版社，1992.
[7] 国振喜、曲昭嘉. 管道支架设计手册. 北京：中国建筑工业出版社，1998.
[8] 中冶东方工程技术有限公司. 烟囱设计手册. 北京：中国计划出版社，2014.
[9] 中国有色工程设计研究总院主编. 混凝土结构构造手册. 3 版. 北京：中国建筑工业出版社，2003.
[10] 沈学锋，董绿荷，李欢. 浅谈分散剪力墙在电厂混凝土主厂房中的应用 [J]. 武汉大学学报（工学版）2013S1：202-205.
[11] 李红星，赵春莲. 防屈曲支撑在电厂结构中的应用[J]. 武汉大学学报(工学版)2013S1：125-129.
[12] 李红星，赵春莲，刘明秋，蔡建平. 1000MW 机组主厂房混合结构体系研究探讨 [J]. 武汉大学学报（工学版）2007S1：70-75.
[13] 李红星，赵春莲.《火力发电厂主厂房混凝土单跨框—排架结构体系选型设计指南》编制介绍 [J]. 武汉大学学报（工学版）2012S1：102-105.
[14] 林娜，王社良，等. 火电厂主厂房纵向框架结构的抗震性能试验研究 [J]. 电力建设 2002（6）：125-129.
[15] 中国电力工程顾问集团公司企业标准. 火力发电厂主厂房钢筋混凝土结构设计技术导则 [D]. 2013. Q/DG 1-T012-2014.
[16] 中国电力工程顾问集团公司企业标准. 火力发电厂烟囱设计导则[D]. 2009 . Q/DG 1-T001- 2009.
[17] 中国电力工程顾问集团公司企业标准. 圆形煤场结构设计导则 [D]. 2009. Q/DG 1-T009-2012.
[18] 中国电力工程顾问集团公司企业标准. 第 1 部分：汽轮发电机基础设计导则 [D]. 2009. Q/DG 1-T008. 1-2011.
[19] 中国电力工程顾问集团公司企业标准. 第 2 部分：燃气轮机基础设计导则 [D]. 2009. Q/DG 1-T008. 2-2011.
[20] 中国电力工程顾问集团公司企业标准. 第 3 部分：主要辅助机器基础设计导则 [D]. 2009. Q/DG 1-T008. 3-2011.
[21] 中国电力工程顾问集团公司企业标准. 火力发电厂汽轮发电机弹簧隔振基础设计导则 [D]. 2009. Q/DG 1-T014-2015.
[22] 赵春莲，李红星，等. 1000MW 直接空冷机组支架结构体系研究 [J]. 武汉大学学报（工学版）2007S1：180-185.
[23] 白国良，刘林，李晓文，李红星，赵春莲. 空冷支架结构基于内容物的性能设计方法研究 [J]. 建筑结构学报，2008（5）：107-114.
[24] 李红星，等. 空冷风机桥架谐响应计算分析 [J]. 武汉大学学报（工学版）2008S1：125-129.
[25] 赵春莲，李红星，等. 高烈度区 1000MW 直接空冷机组空冷凝汽器支架及排气管道支撑结构体系研究 [J]. 现代电力，2011.
[26] 裴世聪，朱晓妹. 岩石锚杆基础设计浅析 [J]. 安徽建筑，1999（2）：30-31.
[27] 于菲. 砂浆锚杆服役年限的研究 [D]. 西安：西安工业大学土木工程学院，2009.
[28] 李星荣，魏才昂，丁峙崐，等. 钢结构连接节点设计手册. 2 版. 北京：中国建筑工业出版社，2005.
[29]《钢结构设计常用资料速查手册》编委会. 钢结构设计常用资料速查手册. 北京：地震出版社，2006.
[30]《轻型钢结构设计常用资料速查手册》编委会. 钢轻型钢结构设计常用资料速查手册. 北京：地震出版社，2006.
[31]《轻型钢结构设计手册》委员会. 轻型钢结构设计手册. 2 版. 北京：中国建筑工业出版社，2006.
[32] 徐建. 中国工程建设标准化协会建筑振动专业委员会. 建筑振动工程手册. 中国建筑工业出版社，2002.
[33] ASTM D5364—14 Standard Guide for Design, Febrication, and Erection of Fiberglass Reinforced (FRP) Plastic Chimney Liners with Coal-fired Units. 燃煤电厂玻璃纤维增树脂（FRP）烟囱内筒设计制造安装标准指南.